

Instituto Tecnológico de Costa Rica

Escuela de Ingeniería en Construcción

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de Costa Rica.

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Juan Gabriel Miranda Moya

Cartago, junio de 2019.

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Roberto Iglesias Cuadra, Ing. Mauricio Araya Rodríguez, Ing. Giannina Ortiz Quesada como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



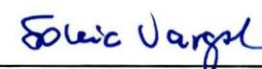
Ing. Gustavo Rojas Moya.
Director



Ing. Roberto Iglesias Cuadra.
Profesor Guía



Ing. Mauricio Araya Rodríguez.
Profesor Lector



Ing. Sonia Vargas Calderón.
Profesor Observador

EFFECTOS DEL INCREMENTO EN LA RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO DISTRIBUIDA IRREGULARMENTE EN DIFERENTES COLUMNAS DE EDIFICIOS TIPO MARCO CARACTERÍSTICOS DE COSTA RICA.

Abstract

The current document represent the final report of the graduation project which search to explains the effects produced by the uncontrolled increment of the specified compressive strength of concrete (f_c) irregularly distributed on different structural elements from a frame building applied to a common edifices in Costa

This project arose in order to analyze and response to a common belief that there not problems when the real f_c is bigger than the design f_c . For analyze the phenomenon it was split from an edifice real plans (Building A) that had problems with uncontrolled increase of a f_c , an another similar building (Building B) but with a more regular conditions on plant and one story taller than building A.

The two buildings were modeling on SAP2000 software in order to apply static and dynamic modal spectrum analysis to determine consequences on plant regularity, seismic parameter, seismic loads and coefficients, basal shears, drifts and effects over the columns affected by f_c changed.

The increasing f_c produces stiffness raising which affect the center of rigidity and can change the plant regularity, besides the ductility can decrease and magnify seismic parameters affecting the drifts.

The building A suffered a plant regularity variation by the center of rigidity displacement and seismic coefficient increasing, while the Building B was constant.

Keywords:

Concrete, compressive strength, stiffness, static analysis, modal analysis, seismic analysis, drifts, structural design.

Resumen

El presente documento representa el proyecto final de graduación, el cual busca explicar los efectos del incremento no controlado de la resistencia especificada a la compresión del concreto (f_c) distribuida irregularmente por diferentes elementos estructurales de edificios tipo marco comunes en Costa Rica.

Este proyecto surge para analizar y responder a la creencia popular de la inexistencia de problemas al aplicar una f_c mayor a la de diseño. El estudio de este fenómeno partió de un edificio con planos reales (Edificio A) con registro de problemas por aumento en la f_c y otro edificio tipo propuesto con condiciones más regulares en planta y con un piso más de altura.

Las edificaciones se modelaron en el software SAP2000 bajo análisis estático y dinámico para ejemplificar consecuencias sobre la regularidad en planta, parámetros sísmicos, cargas y coeficientes sísmicos, cortantes basales, derivas y efectos sobre el diseño estructural de columnas.

El incremento de la f_c produce un aumento en la rigidez cuyo efecto se refleja en desplazamientos del centro de rigidez que puede inducir a un cambio de la regularidad en planta, disminuyendo la ductilidad global y consecuentemente aumentando los coeficientes y fuerzas sísmicas que influyen en una variación en los desplazamientos.

El edificio A pasó a irregularidad moderada en planta por el desplazamiento del centro de rigidez, presenta un incremento en el coeficiente sísmico, mientras que el edificio B se mantuvo constante.

Palabras clave

Concreto, resistencia a la compresión, rigidez, análisis estático, análisis modal, análisis sísmico, derivas, diseño estructural.

EFFECTOS DEL INCREMENTO EN LA RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO DISTRIBUIDA IRREGULARMENTE EN DIFERENTES COLUMNAS DE EDIFICIOS TIPO MARCO CARACTERÍSTICOS DE COSTA RICA

**EFFECTOS DEL INCREMENTO EN LA RESISTENCIA
ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO
DISTRIBUIDA IRREGULARMENTE EN DIFERENTES
COLUMNAS DE EDIFICIOS TIPO MARCO
CARACTERÍSTICOS DE COSTA RICA**

JUAN GABRIEL MIRANDA MOYA

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

JUNIO, 2019

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1
Resumen ejecutivo.....	2
Introducción.....	4
Marco teórico	5
Metodología	16
Resultados	22
Análisis de Resultados.....	67
Conclusiones.....	79
Recomendaciones	81
Apéndices	82
Anexos	167
Referencias	180

Prefacio

El presente informe surge con la intención de dar respuesta a una incógnita planteada desde la Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica sobre los efectos reales que pueden derivarse de un incremento súbito y descontrolado en la resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) de los elementos estructurales que conforman una edificación tipo marco, cuyo sistema estructural representa uno de los más comunes en el territorio costarricense.

La industria de la construcción ha ido evolucionando con el paso de los años, esto debido a la búsqueda incesable de encontrar técnicas que permitan desarrollar infraestructura al menor costo, en el menor tiempo y respetando las normativas en torno a la calidad y la salud ocupacional. El uso del concreto armado representa el material de mayor aplicación para la construcción de edificaciones dentro de Costa Rica.

La f'_c representa uno de los parámetros más importante cuando se trabaja con concreto y siempre se busca la máxima de lograr que se respete la f'_c de diseño, evitando a toda costa que la f'_c real obtenida mediante el muestreo con los cilindros de concreto sea menor que la de diseño, dado que incluso los mismos códigos y regulaciones sísmicas promueven este razonamiento, sin embargo, de manera inversa, las limitantes en torno al escenario en el que la f'_c real sea mayor que la f'_c de diseño son escasas y comúnmente este caso se asocia a un escenario de despreocupación apuntando una condición de mayor seguridad.

La importancia de este proyecto toma sustento en la demostración y materialización de los efectos reales a los que se expone una edificación aportada cuando algunos de sus elementos estructurales son sometidos a un valor de f'_c para el cual no fueron diseñados y verificar cuál es su comportamiento ante condiciones de índole estático y dinámico.

El objetivo primordial de este proyecto se da a partir de un edificio real del que se tenga planos detallados de su composición estructural y compararlo con un edificio tipo de composición estructural similar con una mayor regularidad en planta y altura de manera que se pueda evaluar el fenómeno del incremento de la f'_c ante una condición de menor complejidad.

Para la comprobación del fenómeno expuesto, se pretende la modelación de las edificaciones con el software SAP2000 y evaluar mediante análisis estructurales estáticos y dinámicos su respuesta geométrica, sísmica y comportamiento de sus efectos internos.

Agradecimientos

La elaboración de este proyecto es un homenaje desde lo más profundo de mi corazón para mi amada madre quien hoy de Dios goza, ella fue mi pilar durante cada ciclo académico de mi vida hasta que durante la elaboración de este proyecto fue llamada a un viaje sin regreso al reino de los cielos.

Agradezco a Dios por darme la oportunidad de asistir a tan venerable institución como lo es el Tecnológico de Costa Rica y de ser la persona que hoy soy. También doy gracias a mi padre y a mis hermanos por su apoyo incondicional durante toda mi vida.

Le doy mis más sinceros agradecimientos al Ingeniero Roberto Yglesias Cuadra quien ha sido mi profesor tutor y ha estado siempre disponible para atender dudas y consultas. Así como a los demás profesores de la escuela que fueron parte de este proyecto dando consejos y comentarios.

Resumen ejecutivo

El presente informe constituye el informe final del proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura como ingeniero en construcción, dicho informe busca identificar y analizar los efectos producidos por el incremento no controlado de la resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) distribuida heterogéneamente en diferentes columnas de un edificio tipo marco.

Para el caso de análisis, se enfoca en edificios comunes dentro del territorio costarricense, es por ello que se partió de los planos reales del edificio de 4 pisos de la sede del Tecnológico de Costa Rica en Barrio Amón (Edificio A), el cual presenta una serie de pequeñas discontinuidades geométricas y compararlo con un edificio tipo de composición estructural más homogénea, pero con un nivel más (Edificio B).

El desarrollo de este tema surge como respuesta a una incógnita planteada por la Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica sobre cuáles serían los efectos puntuales que se podrían presentar ante incrementos abruptos de la f'_c real con respecto a la f'_c de diseño para edificaciones aporticadas donde la rigidez se centra principalmente en las columnas.

El análisis empleado para evaluar el fenómeno descrito se ampara en las regulaciones establecidas por códigos nacionales e internacionales como los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI (318S-14), 2014) y el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010), así como también la teoría establecida en diferentes libros de Diseño de Estructuras de Concreto y Dinámica Estructural.

El procedimiento establecido para abordar el análisis del problema propuesto consiste en proponer un edificio tipo (Edificio B) a partir de los planos reales de un edificio construido (Edificio A) y que haya presentado

situaciones de incremento en la f'_c . Este edificio propuesto guardó similitud en la composición estructural y geométrica, pero bajo una mayor regularidad en planta y una mayor altura tomando como referencia edificaciones de construcción común en Costa Rica.

La definición de la cantidad y tipo de elementos a modificar como probeta de análisis se llevó cabo tomando en cuenta métodos de construcción, cantidades de volumen de concreto premezclado suministrado, regulaciones en cuanto a las políticas de muestreo del concreto, con esto estableciendo una variación de la f'_c en las columnas del Edificio A centrada en un eje perimetral de su sentido fuerte, mientras que para el Edificio B eje perimetral en su sentido débil.

El porcentaje de incremento de la f'_c se tomó en función de la norma del ACI 26.12.3.1 que limita en un 10 % la diferencia en la f'_c real hacia abajo, pero, en este caso, emplearía en un hipotético escenario de este umbral del 10% hacia arriba, más un exceso razonable del 15% sobre el umbral para llegar a un incremento porcentual de análisis del 25% aplicable en los elementos estructurales seleccionados.

Teniendo en cuenta las propiedades de los materiales y la configuración geométrica, ambas edificaciones se modelaron en el software SAP 2000 bajo la condición mínima aceptada por el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) que es de 210 kg/cm^2 ejemplificando el escenario normal y bajo la condición máxima aplicando un incremento del 25% para llegar a una f'_c de $262,5 \text{ kg/cm}^2$.

Luego de establecidos los casos de estudio se analizó los efectos producidos sobre los centros de masa y los centros de rigidez y sus consecuentes repercusiones sobre las condiciones de regularidad en planta. Tomando como referencia los modelos obtenidos se sometió a las dos condiciones de ambas

edificaciones a un análisis estático y dinámico modal espectral de índole sísmico dentro del rango lineal con la finalidad de visualizar su comportamiento estático en torno al coeficiente y fuerza sísmica y dinámico en torno a sus pseudoaceleraciones, modos de vibración y los desplazamientos desarrollados por los efectos sísmicos para ambas condiciones del movimiento.

A nivel de diseño estructural, se enfocó en la revisión de las columnas dado que son las que aportan el mayor porcentaje de rigidez en los edificios tipo marco, de manera que se puedan visualizar los efectos globales de la variación de la f_c en los ejes y elementos seleccionados a nivel macro, pero también verificar a nivel micro las consecuencias producidas de manera que se pueda interpretar la interacción de todo el sistema.

Los resultados obtenidos vistos desde diferentes aristas arrojan que los modelos presentan consistencia al comparar la masa calculada con la extraída de dichos modelos y que los periodos fundamentales concuerdan con los teóricos; no obstante, evidencian una variación en pequeñas proporciones ante el aumento en la f_c . El aspecto geométrico en torno a la regularidad en planta para el caso del edificio A se vio modificado para la condición máxima de f_c , para la cual también presentó una disminución en su ductilidad. A nivel sísmico, tanto estática como dinámicamente, el edificio A muestra un incremento en el coeficiente sísmico y la pseudoaceleración para el máximo valor de f_c , los cuales a su vez repercuten de igual manera en el cortante basal, el momento de vuelco y los desplazamientos. Mientras que el edificio B se mantuvo invariable

La verificación del diseño estructural de las columnas muestra incrementos en las cargas últimas máximas del edificio A para un f_c de $262,5 \text{ kg/cm}^3$ para las combinaciones que incluyen el sismo, no así para el edificio B. En el caso de las cargas nominales incrementan en la

misma proporción para ambas edificaciones en la condición de f_c máxima analizada.

El análisis individual de los efectos últimos de las columnas modificadas para ambos edificios presentan incrementos para la condición de f_c máxima, no obstante, no hubo linealidad en los porcentajes de incremento para los diferentes casos de combinación de carga e incluso se presentaron combinaciones de carga que no incluyen el sismo y aun así mostraron un crecimiento. De manera general, tras la aplicación de un análisis de primer orden, los valores últimos siempre se mostraron circunscritos dentro de la curva del diagrama de interacción para ambos sentidos del sismo.

La conclusión general es que el incremento desproporcionado en la f_c y distribuido heterogéneamente si afecta las edificaciones, la magnitud de los efectos se puede ver afectada por la distribución en planta de los elementos estructurales que hayan sufrido dicho incremento. Por lo tanto, se concluye que para un edificio de configuración en planta no homogénea el incremento de la f_c puede llevarlo a condiciones de irregularidad por desplazamiento del centro de rigidez, disminuir la ductilidad global e incrementar el valor del factor espectral dinámico. Esto produce una mayor fuerza sísmica estática y dinámica que a su vez produce mayores desplazamientos inelásticos absolutos pero menores derivas inelásticas por la reducción en la ductilidad.

La recomendación general es que, ante condiciones de incremento del f_c , se debe revisar si existe algún efecto secundario. Con respecto a lo concluido en el presente informe, se recomienda analizar este fenómeno para condiciones más severas de regularidad en planta e incremento de la f_c , aparte de emplear un análisis no lineal que explique las variaciones producidas en las cargas últimas de los elementos estructurales sometidos a dicho aumento y las pequeñas variaciones en los periodos de los diferentes modos de vibración.

Introducción

Este proyecto surge en atención a la propuesta de la Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica de analizar los efectos que pueden producirse ante un incremento súbito de la resistencia especificada a la compresión del concreto f_c distribuido de manera irregular en diferentes elementos estructurales de edificios típicos del territorio costarricense.

El presente documento busca sentar un precedente en el análisis del fenómeno producido por los excedentes sobre la f_c de diseño y sus repercusiones sobre la regularidad en planta de las edificaciones tipo marco por la relación entre la rigidez, el módulo de elasticidad y la resistencia especificada a la compresión del concreto f_c , sobre los parámetros sísmicos, los desplazamientos y el diseño de elementos estructurales ante la aplicación de un análisis estructural estático y dinámico a dos edificios similares en planta y altura.

La creciente demanda en el uso del concreto armado como material de construcción ha estandarizado la aplicación de medidas de control para garantizar la seguridad en dicho proceso, cuyo sustento proviene de marcos regulatorios internacionales como los establecidos en el Reglamento para Concreto Estructural del American Concrete Institute, las normas ASTM y a nivel costarricense las normas equivalentes de Inteco y el Código Sísmico de Costa Rica 2010, sin embargo, estos manuales direccionan su mirada en la (f_c) regulando sus valores hacia un umbral mínimo con base en la f_c de diseño, más no hacia valores máximos, excepto cuando se trabaja con concretos livianos.

Objetivos

Objetivo general

- Identificar y analizar los efectos producidos por el incremento desproporcionado en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida de manera heterogénea en diferentes columnas estructurales de edificios tipo marco de 4 y 5 pisos basado en un extracto de los planos de la edificación que constituye la nueva sede del Tecnológico de Costa Rica en Barrio Amón (Edificio A) versus el edificio tipo propuesto (Edificio B).

Objetivo específico

- Modelar en el software de análisis estructural SAP2000 los 2 edificios con la resistencia especificada a la compresión de diseño (f_c).
- Modelar en el software de análisis estructural SAP2000 los 2 edificios con el incremento y distribución heterogéneo de la f_c en diferentes columnas estructurales.
- Determinar los efectos producidos por el incremento irregular de la f_c dentro del análisis estructural estático y dinámico de comportamiento lineal.
- Determinar los efectos del incremento irregular de la f_c en el diseño de elementos estructurales verticales.

Marco teórico

En esta sección se abarcan las fuentes teóricas que dan sustento a este informe, recurriendo a conceptos e investigaciones plasmadas en diferentes obras literarias cuyo aporte enriquece diferentes ramas de la ingeniería civil como el análisis y diseño estructural de obras de concreto.

Resistencia a la compresión (f'_c)

La resistencia especificada a la compresión es uno de los parámetros fundamentales que se deben tener en cuenta cuando se trabaja con materiales como el concreto. (Nilson, 2001) afirma: "El concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después, esta mezcla se endurece en formaleta con la forma y dimensiones deseadas" (p.1). Debido a su elevada resistencia a la compresión, usualmente el concreto es utilizado en elementos estructurales que trabajarán bajo los efectos de compresión dentro de un sistema estructural.

Para efectos de análisis y diseño estructural de elementos de concreto armado, la resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) constituye un patrón de referencia de suma importancia, pues es a partir de esta que se puede establecer la capacidad de un determinado material para soportar cargas, la cual, desde su concepto, determina los efectos que produce una carga aplicada sobre una unidad de área determinada. (Chang Nieto & Pérez Avendaño, 2015, pág. 17).

Muestreo

En Costa Rica, durante los últimos años se ha en puesto en boga la utilización de concretos premezclados para el colado, el cual se solicita bajo el requisito primordial de una resistencia especificada a la compresión (f'_c) determinada. Esta es verificada mediante las probetas de análisis, cuya evaluación cada vez se ajusta más a las especificaciones establecidas en diferentes manuales y códigos. Ante esto, el American Concrete Institute (ACI (318S-14), 2014) afirma que se deben efectuar muestras de concreto una vez al día, una vez cada 110 m³ o bien cada 460 m² de superficie de losa o muro, las cuales deben aplicarse siguiendo los lineamientos de las normas ASTM C172M (INTE C17), ASTM C31M (INTE C19) y ASTM C39M (INTE C39) y la frecuencia de ejecución según la ASTM D3665.

Evaluación y aceptación

El beneplácito según los parámetros de evaluación y aceptación- ACI para un conjunto de muestras de concreto ensayadas se establece en función de que para un promedio de tres ensayos sucesivos de resistencia, el resultado de dicho cociente debe ser obligatoriamente mayor o igual a (f'_c). Aunado a esto, se enfatiza en el hecho de que ninguno de los ensayos sometidos a evaluación pueden tener una resistencia a la compresión menor que 3.5 MPa cuando f'_c sea igual o menor que 35 MPa; o bien cuando f'_c sea mayor que 35 MPa la resistencia obtenida no puede ser menor que el 10% de f'_c .

EL CSCR (2010) en su artículo 8.1.2 establece que la f'_c mínima debe ser de 210 kg/cm² y la máxima f'_c de 280 kg/cm² para elementos de concreto liviano. Por su parte, el

ACI (318S-14) en la tabla 19.2.1.1 establece que para concretos livianos existe un límite máximo de 35 Mpa, aproximadamente 357 kg/cm². Además el (ACI (318S-14)) afirma en el comentario R19.2.1 lo siguiente. “El reglamento define un valor mínimo de f'_c para concreto estructural, no hay límite para el valor máximo, excepto que así lo requiera un requisito específico del Reglamento... Para el diseño de pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales utilizados para resistir fuerzas sísmicas, el Reglamento limita el máximo f'_c a 35 MPa. Este límite se incluye principalmente debido a la ausencia de evidencias experimental y del terreno acerca del comportamiento de miembros construidos con concreto liviano sometidos a inversiones de desplazamiento en el rango de respuesta no lineal” (pág. 333).

Los concretos se asumen como normales o livianos de acuerdo con su densidad en estado plástico, la densidad es sumamente dependiente de la densidad de los agregados. Para un concreto liviano se considera una densidad en estado plástico menor a 1900 kg/m³, mientras que un concreto de peso normal posee densidades que van desde los 2200 kg/m³ hasta los 2400 kg/m³. (UNICON, 2018)

Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión en caso de estar por debajo de los límites anteriormente mencionados cuentan con una serie de procedimientos dirigidos a constatar la veracidad de su subresistencia, pues, ante una condición de esta índole, se puede comprometer la capacidad de carga del o los elementos estructurales en cuestión, para ello debe procederse a la extracción de núcleos, actividad regulada por la norma ASTM C42M (INTE C47).

Los marcos regulatorios en torno a la evaluación y aceptación de una clase de concretos en específico se dirigen hacia la verificación de los resultados por debajo de la f'_c en función de verificar la capacidad de carga, no así para aquellos casos en que se obtenga una resistencia superior a la f'_c y los efectos que con ello se puedan producir.

Rigidez

La rigidez se puede definir como la propiedad que posee un elemento estructural de oponerse a una deformación o bien como la capacidad de soportar cargas sin deformarse o desplazarse excesivamente (Sepulveda, 2011). El Ing. Sepulveda, además, señala que la rigidez hace hincapié en el control de las deformaciones en una condición de dependencia del Módulo de Elasticidad de la sección, así como de la inercia y la longitud del elemento.

Según (Beer, Johnston, Jr., Dewolf, & Mazurek, 2013, pág. 56), la rigidez se define como la capacidad que tiene un elemento estructural de un determinado material para resistir deformaciones dentro del rango lineal, ante esto si se está en presencia de una estructura con un material que posee una gran resistencia y este sustituye a uno de menor resistencia dicha edificación tendrá una capacidad de carga mayor si sus dimensiones permanecen constantes, no obstante, su rigidez permanecerá igual para el caso del acero, hecho que no aplica para el concreto dado que el (ACI (318S-14), 2014) en la sección 19.2.2.1.b establece que el módulo de elasticidad es directamente proporcional al f'_c el cual a su vez mantiene una relación de proporcionalidad idéntica con la rigidez, la cual aumenta cuando la resistencia a la compresión también se incrementa.

La rigidez juega un papel fundamental en la linealidad de los análisis estructurales, ya que, si una estructura sufre deformaciones al someterse a una carga, su rigidez puede sufrir variaciones tomando como referencia su forma original o bien si el material supera su límite de ruptura. Si la variación de la rigidez es nula los efectos en su forma o en las propiedades del material serán imperceptibles, lo cual da pie a la aplicación del análisis lineal.

El módulo de elasticidad es un parámetro del cual depende la rigidez, el (ACI (318S-14), 2014) lo define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45f'_c$ (pág. 333).

Para la obtención de la rigidez “K” se empleará un método aproximado basado en el coeficiente de rigidez lateral en condición empotrada-empotrada señalado por (Hibbeler, 2012) en la sección 15.2 sobre la matriz de rigidez viga-elemento, el cual se muestra a continuación:

$$K = \frac{12EI}{L^3}$$

Figura 1. *Fórmula de rigidez.*
Fuente: (Hibbeler, 2012)

Este parámetro de rigidez es directamente proporcional del módulo de elasticidad y el momento de inercia, e inversamente proporcional a la longitud del elemento.

El módulo de elasticidad se aplicará con base en la sección 19.2.2.1 (b) del (ACI (318S-14), 2014), el cual se ilustra continuación:

$$E = 15100 \sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Figura 2. *Fórmula del módulo de elasticidad.*
Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

La figura 2 plasma la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia especificada a la compresión del concreto ($f'c$), que a su vez representa el escenario de evaluación y análisis sobre el cual se sustenta el presente informe, cuya finalidad es demostrar el posible efecto de incrementos no controlados en la $f'c$ en caso de que estos llegasen a existir.

Así mismo, como parte del parámetro de rigidez se muestra el momento de inercia, el cual se aplica según lo dispuesto en el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010), en la sección 8.1.3, en tanto que se aplica un 100% de la inercia bruta para elementos dispuestos a flexo compresión en aras de obtener el momento de inercia equivalente, el cual se muestra de la siguiente manera:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Figura 3. *Fórmula del momento de inercia.*
Fuente: (Beer, Johnston, Jr., Dewolf, & Mazurek, 2013)

La longitud L representa la altura de la columna, valor cuyos efectos de proporcionalidad inversa pueden provocar una disminución de la rigidez del elemento en cuestión.

Modelación

El proceso de modelado está comprendido por una serie de técnicas de idealización matemática cuyo objetivo primordial es la búsqueda de representar mediante un análisis sistémico los comportamientos reales que una edificación pueda llegar a tener ante diferentes condiciones de carga. (Martínez, 2011, pág. 89).

Es importante destacar que el modelo de la estructura a analizar es tan solo una representación y se deben idealizar ciertas condiciones de manera que se pueda reproducir un comportamiento lo más ajustado a la realidad. Para ello, (Martínez, 2011, pág. 90) señala que debe tenerse propios criterios a la hora de seleccionar aspectos como la geometría, propiedades de los materiales, así como la magnitud y ubicación de cargas vivas y cargas permanentes, conexiones y condiciones de apoyo de los elementos estructurales.

La precisión con la que se trabaje un modelo de una estructura va a propiciar que este pueda explicar oportunamente la afectación que cada elemento pueda tener en términos de rigidez. Con esto se va a marcar la pauta en cuanto al tipo de análisis que se va requerir en función de la linealidad de manera que los resultados sirvan como medio de optimización en la fase de diseño, la cual puede verse reflejada desde el punto de vista económico y logístico.

Diseño estructural

El diseño estructural es un proceso en el que se determinan las características geométricas de los diferentes elementos que conforman la estructura en análisis, según (Hibbeler, 2012). “una estructura es aquel sistema de partes conectadas que se utiliza para soportar una carga” (p.3).

Para ejecutar un eficiente diseño estructural se deben poner en la balanza aspectos como la seguridad, la estética, tomando en cuenta cualquier limitación económica y ambiental, por lo tanto, el diseño óptimo es aquel que se apegue al presupuesto disponible, haciendo énfasis en la seguridad de manera que la arquitectura de la estructura sea agradable y permita ejecutar una fácil labor de mantenimiento.

Vigas

Las vigas son elementos estructurales caracterizados por emplearse en una orientación horizontal para soportar cargas verticales y transmitir las hasta las columnas. Existen diferentes tipos de vigas cuya clasificación toma como referencia la manera en que estas se encuentran apoyadas, tal y como se muestra en la figura 4.



Figura 4. Clasificación de vigas.
Fuente: (Hibbeler, 2012)

Las vigas se diseñan estructuralmente bajo la premisa de que su soporte irá dirigido a contener momentos por flexión, a pesar de ello, su geometría pueda marcar la diferencia en cuanto esto, ya que si se está en presencia de una viga corta, su diseño regirá por cortante (Hibbeler, 2012, pág. 5). Pueden estar hechas de diferentes materiales, pero comúnmente se emplea el concreto con una sección transversal rectangular por su facilidad durante el proceso constructivo.

El concreto, por su naturaleza, posee una baja resistencia ante la presencia de cargas por tensión, situación que lleva emplear varillas de

acero longitudinal donde se presenten este tipo de cargas para que la viga pueda tener estabilidad estructural.

Columnas

Las columnas por su parte son elementos estructurales cuya orientación es generalmente vertical, posición en la que son sometidas a cargas de compresión axial, condición en la cual el concreto como material base se vuelve mucho más eficiente. (Hibbeler, 2012).

La geometría de una columna de concreto suele ser rectangular o circular, cuya decisión de escogencia se marca por criterios meramente arquitectónicos. Estas, al igual que las vigas, constan de varillas de acero como medio de refuerzo estructural embebidas en su sección transversal, así como también acero por confinamiento.

Las columnas, según (Hibbeler, 2012), pueden estar sometidas de manera simultánea a una carga axial y a un momento de flexión, evento conocido como flexocompresión o como lo llama el señor Hibbeler "Columna Viga", fenómeno que se ilustra en la figura 5.

Por su parte, el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2010) del (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2010), establece que un elemento puede ser considerado bajo los efectos del fenómeno de la Flexocompresión si pertenece a un sistema sismorresistente, si soportan fuerzas axiales que superen el $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$ en alguna de las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica, la razón entre la dimensión menor de la sección transversal y de la de dirección ortogonal es mayor 0.40 o bien la altura libre es mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal.

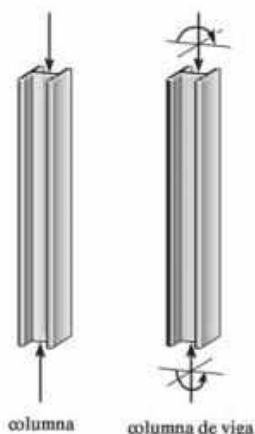


Figura 5. Efecto "Columna-viga".
Fuente: (Hibbeler, 2012)

Diafragmas

Los diafragmas según ACI (2014) se presentan como elementos horizontales de transmisión de cargas laterales a los elementos verticales. El sistema de entrepiso se clasifica comúnmente de acuerdo con la disposición en que se emplea el acero de refuerzo, los sistemas en una dirección se caracterizan porque el refuerzo se aplica en una sola dirección, mientras que los sistemas en dos direcciones el refuerzo es colocado de manera perpendicular, según (Nilson, 2001), estos pueden ser tanto los de concreto como sistemas de entrepiso con viguetas; estos últimos son los únicos aprobados por el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

Los diafragmas, según ACI (2014), deben resistir diferentes tipos de cargas como las fuerzas en el plano del diafragma, fuerzas de transferencia del diafragma, fuerzas de conexión, fuerzas de arriostramiento de las columnas y fuerzas fuera del plano del diafragma. En general, el diafragma dependiendo de las condiciones debe resistir momento, corte y fuerza axial en su plano, aspectos fundamentales en el establecimiento de su espesor.

Diseño elementos estructurales

El diseño de los elementos estructurales de concreto armado dentro del territorio

costarricense debe realizarse respetando los lineamientos establecidos en el (Capítulo 8: Requisitos para concreto estructural, 2010, págs. 8/1-8/18) en su sección 3 "Requisitos para el dimensionamiento y detalle de edificaciones".

Análisis Estructural

El análisis estructural es un conjunto de técnicas y metodologías que permiten simular y determinar los efectos que puede sufrir una edificación ante las condiciones reales de carga a las que va a estar sometido en su periodo de servicio.

El análisis estructural de un edificio requiere de un proceso de modelado que represente la realidad en términos de dimensiones de los elementos así como también las condiciones de rigidez y flexibilidad producto de los efectos internos a los que se estará expuesto (Carga axial, flexión, cortante y Torsión), cuyo objetivo primordial se enfocará en la obtención específica de la capacidad de soporte estructural, así como sus eventuales desplazamientos por las características elásticas del material.

El CSCR (2010), en el artículo 7.1.a, hace referencia a los métodos de análisis estructural estático y dinámico, los cuales permiten estimar mediante análisis elásticos, las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de estructuras que se deforman en el rango inelástico con una demanda sísmica sustentada en valores de sobrerresistencia (SR), ductilidad global asignada (μ) y Factor Espectral Dinámico (FED) previamente establecidos en su capítulo 5. Por lo tanto, para extrapolar sus resultados a desplazamientos inelásticos, se debe multiplicar por la SR y la μ .

Análisis lineal

El análisis lineal es un análisis estructural dentro del marco del comportamiento elástico en el cual (Nilson, 2001, págs. 21-22) establece que este se

da para esfuerzos inferiores a $f'_c/2$, los cuales mantienen una relación de proporcionalidad con las deformaciones unitarias

Este análisis se desarrolla respetando la hipótesis de la Ley de Hook en cuanto a que la estructura se presenta sin deformar. Es importante tener cuenta que la mayoría de estructuras no presentan comportamientos lineales, en su mayoría estos son no lineales pero, se asumen como lineales en aras de efectuar una aproximación del comportamiento dinámico real recurriendo a los modos de vibración de mayor importancia.

Análisis elástico de primer orden

Es un análisis lineal que, según el (ACI (318S-14), 2014), satisface las ecuaciones de equilibrio tomando como referencia la geometría inicial de la estructura no deformada, el cual incluye los efectos $P\Delta$ mediante la magnificación de momentos cuando las condiciones de esbeltez así lo requieran, esto de acuerdo con la figura 6 que establece las especificaciones bajo las cuales se puede omitir la inclusión de la esbeltez dentro del análisis.

(a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5a)$$

(b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5b)$$

y

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5c)$$

Figura 6. Condiciones de esbeltez..

Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

(Nilson, 2001) indica que los efectos de esbeltez en su primera evaluación pueden incluir un factor de longitud efectiva “k” igual a la unidad de manera que puedan omitirse los efectos

producidos al pandearse el elemento estructural. Para el escenario bajo el cual deba incluirse los efectos $P\Delta$, el magnificador de momentos δ debe determinarse según las ecuaciones mostradas en la figura 7.

$$(a) \delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1.0 \quad (6.6.4.6.2a)$$

$$(b) \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.6.2b)$$

Figura 7. Efectos elásticos Δ primer orden.

Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

Análisis estático

El análisis estático, según el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010), emplea un análisis elástico lineal del sistema estructural para determinar los efectos sobre el edificio, en el cual se aplican fuerzas estáticas orientadas horizontalmente en cada nivel para un primer modo de oscilación cuyos componentes del entrepiso son proporcionales a la altura y al cortante basal.

El análisis estructural estático se limita a edificios con cinco pisos o menos, los cuales deben ser regulares en planta y altura según los artículos 4.3.1 y 4.3.2 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

Parámetros sísmicos

Para efectuar un análisis estructural es necesario establecer una serie de parámetros sísmicos que permitan aplicar y delimitar la demanda sísmica, cargas y análisis que afectará la edificación, así como la clasificación de la estructura y sus respectivos componentes, hasta llegar a la obtención de los desplazamientos y derivas propios del comportamiento una vez sometido las cargas en servicio.

Zona Sísmica

La zona sísmica debe establecerse de acuerdo con la ubicación de la edificación, para ello debe

tomarse como referencia de la Tabla 2.1 del (Capítulo 8: Requisitos para concreto estructural, 2010) donde se establece un orden de las diferentes localidades dentro del territorio costarricense en función de los diferentes distritos que componen los cantones.

Sitio de cimentación

“El sitio de cimentación es un parámetro que toma en cuenta las condiciones dinámicas del sitio en la demanda sísmica” (Código Sísmico de Costa Rica, 2010). Se emplea una clasificación en función de la presencia del tipo de suelo, el cual va desde estratos de arcillas suaves a más de 12 metros hasta un suelo rígido constituido por roca.

Aceleración pico efectiva

La aceleración pico efectiva es un parámetro en función de la zona sísmica y el sitio de cimentación que según el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010). “Es un indicador de la sacudida sísmica correspondiente a un periodo de retorno de 475 años de diseño”. Para su ubicación debe consultarse la tabla 2.3 del CSCR (2010).

Importancia de edificaciones

La importancia de las edificaciones es un factor que se asigna a cada edificación de acuerdo con las características de su ocupación, para su ubicación debe consultarse la tabla 4.1 del CSCR (2010). Su selección debe ajustarse a las condiciones reales de ubicación, ya que afecta el coeficiente sísmico de manera directamente proporcional.

Sistema estructural

El sistema estructural es un parámetro que se determina de acuerdo con las propiedades

geométricas, físicas y estructurales para clasificarlo como tipo marco, tipo muro, tipo dual, voladizo y tipo otros.

Regularidad

La regularidad de una edificación se determina tanto para su altura como para su distribución en planta y son aceptadas aquellas con regularidad o irregularidad moderada. En caso de presentarse una condición de irregularidad grave, debe ajustarse su excentricidad a los límites establecidos en el artículo 4.3 CSCR (2010) los cuales definen una estructura regular en planta si la excentricidad en ambas dimensiones es menor 0.05, irregular moderada si ambas excentricidades en encuentran entre 0.05 y 0.25 e irregular si ambas excentricidades son mayores a 0.25.

Una edificación es regular en altura si “Todos los elementos verticales de los sistemas sismoresistentes son continuos desde a cimentación hasta el nivel superior”, “los diafragmas son rígidos a excepción del techo”, La capacidad en cortante de cada piso en ambas direcciones horizontales no es menor que la capacidad en cortante del piso superior adyacente” (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

Ductilidad

La ductilidad es definida por (Addleson, 2001) como “la capacidad que posee un material de deformarse plásticamente antes de llegar a un punto de ruptura, puede ser cuantificada en términos porcentuales como alargamiento o de reducción de la sección”. (pág. 113)

La ductilidad como parámetro para análisis de estructuras depende del sistema estructural, la regularidad y la ductilidad local de dicha estructura, la ductilidad global se debe determinar según la tabla 4.3 del CSCR (2010).

Periodo primer modo de vibración

Los modos de vibración corresponden a las formas en las que un edificio vibra al someterse a los efectos de una carga dinámica. Dicha vibración consiste en una oscilación de un lado a otro para su forma más básica, la cual es conocida como modo fundamental o primer modo de vibración. (Arancibia, 2013).

En el análisis estructural para efectos de la normativa costarricense y el cálculo del coeficiente sísmico que acude al periodo del primer modo de vibración deben aplicarse los lineamientos del artículo 7.4.5 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) y en el caso de que se esté empleando un proceso de modelación de una estructura en específico de compararse el periodo teórico con el periodo obtenido del software de modelación el cual pasará a ser el periodo real de la edificación.

Factor espectral dinámico

El Factor Espectral Dinámico (FED) es un factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva, es dependiente de la zona sísmica, sitio de cimentación, de la ductilidad global, periodo de vibración y del amortiguamiento.. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2010).

Sobrerresistencia

El factor de sobrerresistencia es una relación entre la capacidad real y la capacidad nominal sismoresistente, tomando en cuenta componentes como la redundancia, sobrestimación de cargas y proceso constructivo.

La sobrerresistencia tiene valores que se ajustan de acuerdo al método de análisis estructural empleado, así como del sistema estructural seleccionado. Tiene un valor de 2 para estructuras tipo marco, dual y muro y de 1.2 para estructuras tipo voladizo y otros. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2010). En caso de usar métodos alternos, según el CSCR (2010), la sobrerresistencia debe

tener un valor de 1.2 para obtener una estimación de la capacidad real sismoresistente de la estructura.

Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico permite determinar el cortante en la base de una edificación y su obtención se encuentra en función de la aceleración pico efectiva, el uso de la estructura, el FED y la sobrerresistencia, esto según el Capítulo 5 del CSCR (2010).

Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales permiten obtener el peso de la estructura tomando en cuenta las cargas permanentes que provienen de los elementos estructurales, acabados, cielos y divisiones livianas y las cargas temporales que provienen de las características de ocupación y de techo, valores que pueden extraerse de la tabla 6.1 del CSCR (2010).

Carga sísmica

La carga sísmica es un valor asociado al peso de cada piso que depende del 100% de la carga permanente, más un porcentaje de la carga temporal, según el artículo 6.1.3 del CSCR (2010). Para este parámetro, no se pueden aplicar disminuciones de carga temporal y se deben incluir la mitad de los pesos de elementos verticales vinculados al entrepiso en análisis.

La carga permanente corresponde a los pesos que se mantendrán de manera fija (pesos propios) en el tiempo para el cual el inmueble se encuentre en funcionamiento. Por su parte, la carga temporal corresponde a pesos que se mantendrán intermitentes en el tiempo, sin embargo, el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) establece en la tabla 6.1 las cargas mínimas temporales aplicables para el análisis sísmico de estructuras.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga establecen el umbral de cargas que todo elemento estructural debe soportar, estas se definen según el artículo 6.2.1 del CSCR (2010) y se ilustran en la figura 8.

$$\begin{aligned} CU &= 1.4 \text{ CP} & [6-1] \\ CU &= 1.2 \text{ CP} + 1.6 f_R \text{ CT} + 1.6 \text{ CE} & [6-2] \\ CU &= 1.05 \text{ CP} + f_1 f_R \text{ CT} \pm \text{CS} + \text{CE} & [6-3] \\ CU &= 0.95 \text{ CP} \pm \text{CS} + \text{CE} & [6-4] \end{aligned}$$

donde:

CU = carga última de diseño.

CP = carga permanente.

CT = carga temporal, sin la reducción indicada en el artículo 6.3.

CS = carga sísmica.

CE = carga por empuje.

y donde el factor f_1 está dado por:

$f_1 = 0.5$ para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo.

$f_1 = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo, como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f_1 = 0.0$ para techos.

f_R = factor de reducción de carga temporal según el artículo 6.3.

El producto ($f_1 f_R$) dado en la ecuación [6-3] no podrá ser menor que 0.5.

Figura 8. Combinaciones de carga

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Cortante en la base

El cortante en la base es una fuerza sísmica horizontal en cada dirección ortogonal, la cual depende de manera proporcional del coeficiente sísmico y el peso total de la edificación. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

Desplazamiento y derivas

Los desplazamientos y derivas son los parámetros que expresan las deformaciones en el rango inelástico necesarias para absorber y disipar energía, para lo cual se debe consultar el artículo 7.6 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

Análisis dinámico

El análisis dinámico según (Código Sísmico de Costa Rica, 2010), “es un método basado en los libros de dinámica estructural concebido como un método de superposición modal espectral, con el cual se debe suponer un comportamiento elástico-lineal y calcular los modos de oscilación con sus correspondientes periodos”. (pág. 7/7)

Análisis modal espectral

El análisis modal, según (Chopra, 2014). “Es un procedimiento conocido como *análisis modal clásico* o *el método de modos clásico* porque las ecuaciones modales individuales (desacopladas) se resuelven a fin de determinar las coordenadas modales $q_n(t)$ y las respuestas modales $u_n(t)$, para después combinarlas y obtener la respuesta total $u(t)$ ”. (pág. 477)

El método empleado se basa en una superposición de los desplazamientos modales, este método presenta como limitante un uso específico para sistemas lineales con amortiguamiento clásico (que no cuentan como mecanismos disipadores de energía) que permitan obtener ecuaciones modales que se puedan desacoplar. (Chopra, 2014)

Ecuación de movimiento

La dinámica estructural se basa en la ecuación de movimiento, la cual se muestra en la figura 9:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g$$

Figura 9. Ecuación de movimiento.

Fuente: (Peralta, 2016)

Según (Peralta, 2016), “La ecuación de movimiento representa un sistema de N ecuaciones diferenciales acopladas entre sí, en donde N son los grados de libertad del sistema, tiene una sola incógnita (u) en la cual se debe satisfacer la obtención de \ddot{u} , \dot{u} y u en el mismo instante de tiempo t . M representa la matriz de masa estructural, C representa la matriz de amortiguamiento y K la matriz de rigidez. De esta ecuación se obtiene un análisis *Tiempo Historia* en la que al resolverla se obtiene la aceleración

\ddot{u} , velocidad \dot{u} y desplazamiento u de cada grado de libertad contemplado en la matriz rigidez". (pág. 1)

(Chopra, 2014) afirma "La matriz de amortiguamiento C no es necesaria en el análisis modal dado que son suficientes las fracciones de amortiguamiento modal para estimar sus valores numéricos". (pág. 514)-

La solución de la ecuación de movimiento puede darse por diferentes formas, según (Peralta, 2016), empleando métodos numéricos aunados de cambios de variable en el desplazamiento para aplicar procedimientos algebraicos de autovalores y autovectores sobre las matrices de rigidez y de masa para encontrar la matriz de modos de vibración y el periodo para buscar el desacoplamiento de la ecuación de movimiento.

El CSCR (2010) señala que, una vez desacoplada, la ecuación de movimiento para cada modo de oscilación se determinan los desplazamientos máximos, deformaciones y fuerzas internas según corresponda al coeficiente sísmico del periodo de oscilación, para efectuar una combinación de los valores máximos en busca de una estimación probabilística de la respuesta sísmica para el parámetro estructural deseado.

Análisis modal

El método de análisis, según el CSCR (2010), se debe establecer en función de la regularidad en planta, ya que en este caso los modos de oscilación se presentan desacoplados torsionalmente, el análisis puede ser bidimensional y en caso de ser un diafragma infinitamente rígido se estaría en 'presencia de un piso con un grado de libertad en cada dirección horizontal, caso contrario si hay irregularidad en planta donde se requiere un análisis tridimensional que incluya el acoplamiento torsional con tres grados de libertad si el diafragma es infinitamente rígido, dos traslaciones ortogonales y una rotación en su centro de masa.

Si se está en presencia de un diafragma que no sea rígido deben de tomarse en cuenta todas las particularidades propias de la flexibilidad en el entrepiso como el uso de rigideces relativas de los elementos estructurales que componen en la estructura sismoresistente y

una ductilidad global menor al 1.5. (Colegio Federado de Arquitectos e Ingenieros de Costa Rica, 2010)

Dentro del análisis dinámico es importante señalar una serie de conceptos que describen el funcionamiento de este, entre ellos se puede hacer mención al espectro de respuesta, que según (Chopra, 2014) representa medio para caracterizar los movimientos del terreno y sus efectos en las estructuras proporcionando un resumen de la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de 1 GDL a un componente particular de dicho movimiento. Por lo general, se ilustra gráficamente mediante la relación de los periodos de vibración versus la deformación, la velocidad o la aceleración del sistema.

Pseudo desplazamiento

(Chopra, 2014)- lo define como aquel espectro que muestra la variación en el tiempo de la deformación producida por el movimiento del terreno. (pág. 207)

Pseudo velocidad

Es una gráfica que según (Chopra, 2014) muestra la velocidad en función de le periodo natural de vibración, este valor se relaciona con la deformación máxima y la energía almacenada durante la sacudida sísmica. (pág. 209)

Pseudo aceleración

Según (Chopra, 2014), es una cantidad para un sistema de 1 GDL cuya frecuencia angular al cuadrado se relaciona con la deformación máxima de dicho sistema, tiene unidades de aceleración y al dividirlo entre la gravedad se interpreta como el coeficiente sísmico para obtener el cortante en la base. Este espectro se ilustra en una gráfica de aceleración en función del periodo de vibración natural. (pág. 211)

Participación modal

Para todos los efectos, según la forma de análisis aplicada, el CSCR (2010) requiere una participación modal en la que la masa oscilante sea al menos el 90% de la total para las sollicitaciones sísmicas en cada dirección ortogonal.

Combinación modal

Las respuestas modales no pueden determinarse de manera exacta, es necesario aplicar estimaciones tomando como referencia el espectro de respuesta sísmico. (Chopra, 2014)-

Según (Peralta, 2016), la respuesta modal total se obtiene del producto de la contribución dinámica más la contribución estática, sin embargo, esta respuesta se presenta como una matriz cuyas filas son los grados de libertad de la estructura y las columnas los modos de vibración del sistema, los cuales se deben unir mediante una técnica de combinación modal.

Las técnicas de combinación modal se establecen en función de la regularidad en planta y la amplitud de sus periodos, si se está en presencia de una estructura regular en planta con periodos de alta amplitud se puede usar la técnica llamada "SRSS" (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados). Por el contrario, si se tiene una estructura de planta irregular con periodos de corta amplitud, se puede acudir a la técnica "CQC" (Combinación cuadrática completa), un medio más versátil de combinación aplicable a estructuras de mayor complejidad en cuanto a su configuración geométrica. (Chopra, 2014)

Metodología

El presente proyecto fue desarrollado siguiendo una serie de procesos que se ajustaron a los lineamientos establecidos en los objetivos planteados inicialmente, los cuales se conforman por un conjunto de técnicas de investigaciones cualitativas basadas en la observación y las entrevistas, así como también cuantitativas con la finalidad de obtener datos para revisarlos y analizarlos en función de las variables propuestas.

Edificaciones a analizar

El primer proceso consiste en la determinación y escogencia de las edificaciones que serán objeto de análisis en el presente informe, las cuales se eligieron con base en criterios de observación e investigación como la señalado por (Cubillo, 2015) en su apéndice B. “Dimensiones de edificios en Costa Rica para caracterizar modelo de edificio a estudiar” que permitieran demostrar y explicar el fenómeno en estudio propuesto, el cual toma su sustento en los efectos que pueden emerger tras un crecimiento desmedido y descontrolado de la resistencia especificada a la compresión (f'_c) en los elementos estructurales que conforman dichos edificios en torno a una eventual distribución heterogénea de las (f'_c).

Edificio A

El primer edificio (Edificio A) a analizar corresponde un extracto de los planos del edificio de la Sede del Tecnológico de Costa Rica construido en Barrio Amón, San José, esta edificación estuvo bajo la supervisión y el auspicio de la Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica. El edificio A presenta una conformación estructural basada en concreto armado, un sistema estructural tipo marco, está compuesto por 4 pisos, cuya configuración en altura se muestra en la figura 10..

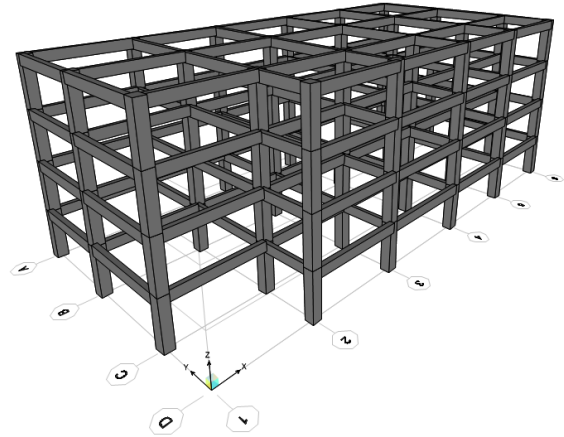
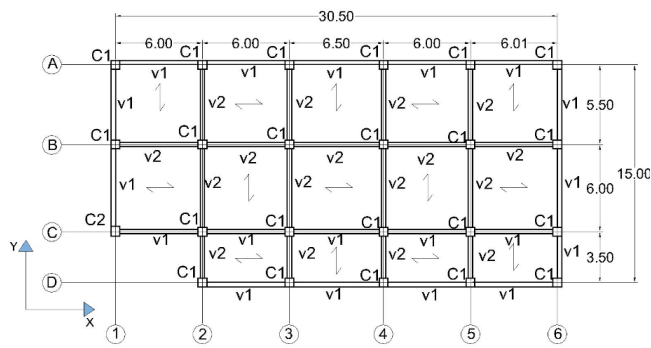


Figura 10. Edificio A: Distribución en altura.
Fuente: (SAP2000)

Por otro lado, se encuentra la distribución en planta, la cual se muestra en la figura 11. Este será destinado para el establecimiento de aulas y oficinas de atención a los estudiantes.



Entrepiso 1: Edificio A
 Figura 11. Edificio A: Distribución en planta.
 Fuente: (AutoCAD, 2018)

El edificio A contaba con un diseño estructural y arquitectónico previo, por lo tanto, este poseía un juego de planos detallados de las diferentes plantas de entresijos y columnas, así como también detalles y especificaciones para los elementos estructurales que lo componen.

Para efectos del presente informe, se tomaron las plantas de la edificación original y se delimitó su constitución estructural y geométrica a elementos estructurales basados en dos tipos de vigas con secciones diferentes (Una viga perimetral y otra viga interna) y un tipo de columna uniforme desde el primer piso hasta la losa de techo, manteniendo una distribución en planta y altura para todos los entresijos, ambos elementos detallados en la figura 12.

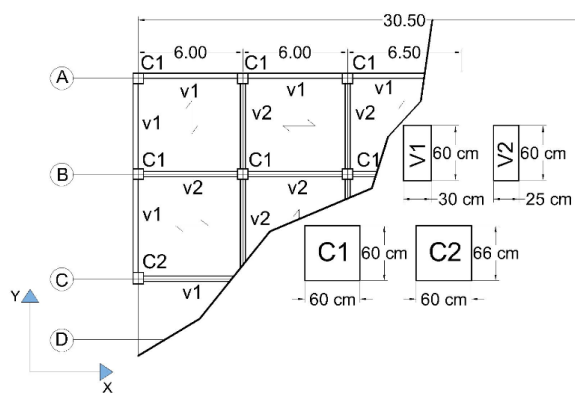


Figura 12. Edificio A: Elementos estructurales.
 Fuente: (AutoCAD, 2018)

Edificio B

El segundo edificio (Edificio B) a analizar es una “edificación tipo” cuya configuración en altura y planta se muestra en las figuras 13 y 14

respectivamente. Estas surgen tras investigaciones y entrevistas con profesionales del sector construcción acerca de las edificaciones de concreto armado más comunes dentro del territorio costarricense enfocadas a un uso similar al del edificio A, por ende, este será de concreto armado con un sistema estructural tipo marco, cuya conformación en altura comprenderá 5 pisos.

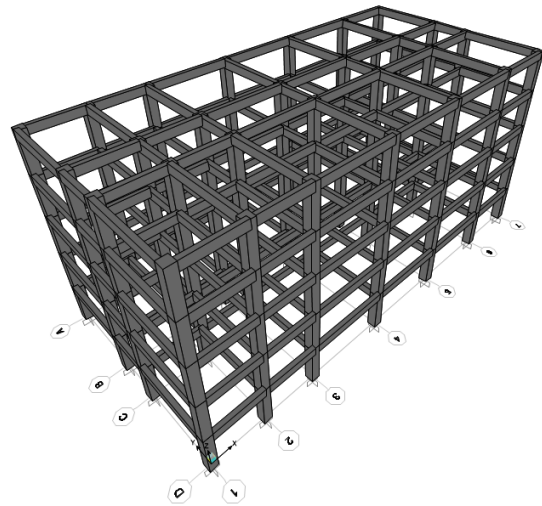


Figura 13. Edificio B: Distribución en altura.
 Fuente: (SAP2000)

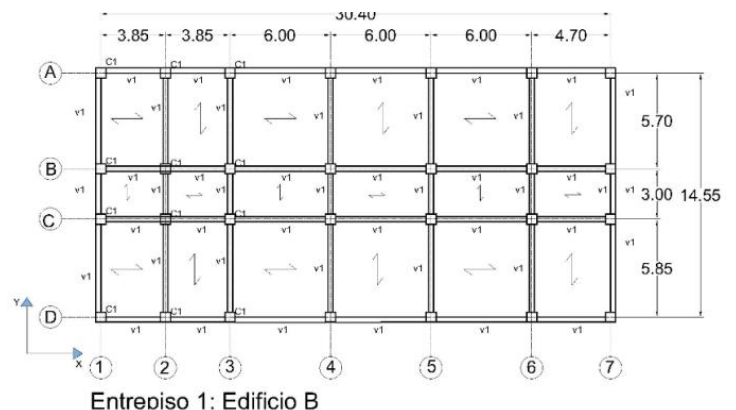


Figura 14. Edificio A: Distribución en planta.
 Fuente: (AutoCAD, 2018)

En el caso del edificio B, al ser un prototipo de análisis, se debió proponer una configuración geométrica en planta y altura que consta de 5 pisos con una altura de 3.00 m entre cada entresijo, dicha configuración se mantiene uniforme desde el primer piso hasta el techo, con

un solo tipo de vigas e igualmente un solo tipo de columnas, las cuales se ilustran en la figura 15.

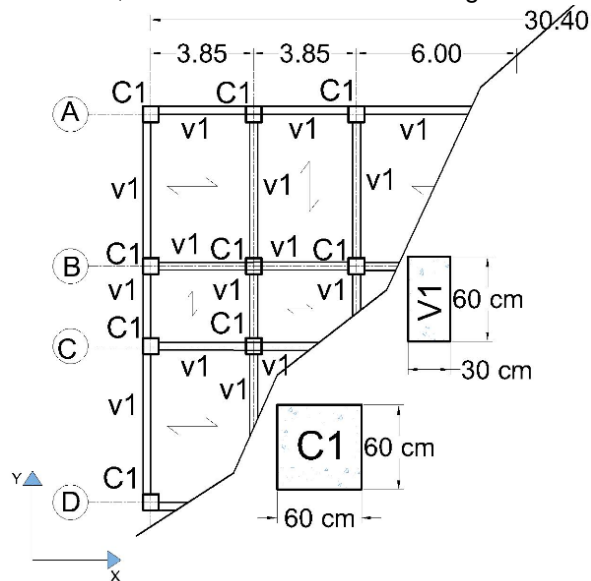


Figura 15. Edificio B: Elementos estructurales.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

La selección de los elementos a afectar por los incrementos de f'_c se hará con base en los criterios de operación para el colado empleados en el edificio A en la vida real, en el cual se llevó a cabo un proceso de colado del concreto en función de los diferentes elementos que componen la edificación.

La logística de colado para un edificio tipo marco se enlista desde el colado de los cimientos, una vez que estos fueron concluidos y debe comenzarse con el esqueleto de la edificación para avanzar en altura se inicia con el colado de las columnas y una vez que estas tengan capacidad de soporte suficiente se cuelan las vigas y, por último, el sistema de entrepiso propuesto.

Cálculo y programación

El segundo proceso se basa en determinar y aplicar los medios de cálculo que permitan evaluar en los edificios A y B los lineamientos de

diseño estructural establecidos en el ACI (2014) y el CSCR (2010) y cursos de diseño estructural, así como también de control de costos constructivos incluidos dentro de la malla curricular de la carrera de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica. Para el registro de las memorias de cálculo, se implementará el uso del programa Microsoft Excel 2016 y con este analizar el fenómeno en cuestión tomando en cuenta los posibles efectos desde diferentes aristas que se mencionan a continuación:

Regularidad en planta

La regularidad en planta se evalúa determinando mediante los efectos centroidales el centro de masa según los pesos de las columnas y los entrepisos, así como también el centro de rigidez según la inercia y el módulo de elasticidad de las columnas para obtener sus excentricidades según la memoria de cálculo del apéndice 1, el cual toma su sustento según las directrices de la sección 4.3 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

Efectos dinámicos y estáticos

Los efectos dinámicos y estáticos se analizan mediante el empleo de los análisis sísmicos estático y dinámico señalados en el CSCR (2010) en función de determinar afecciones en cuanto a los periodos de oscilación, deformaciones unitarias, fuerzas internas, espectros de respuesta y participaciones modales.

El análisis dinámico modal espectral se desarrollará única y exclusivamente mediante el empleo del software Sap2000 V20, según los conocimientos adquiridos como parte de la formación académica curricular.

Diseño de elementos

El diseño de elementos estructurales para analizar los efectos que provoca un incremento súbito de su $f'c$ se ajusta a los lineamientos del CSCR (2010) en su capítulo 8, estos además se soportan en los enunciados de los Requisitos para Concreto Estructural (ACI 318S-14), así como en versiones anteriores de este Reglamento.

El objeto que persigue este apartado es verificar las variaciones que puede sufrir un elemento estructural desde el punto de vista de su sección transversal, el bloque de compresión, la cuantía del acero, los momentos probables, los efectos del cortante, la separación del acero transversal.

Para efectos de verificación de las propiedades estructurales afectadas, se emplean las memorias de cálculo establecidas en los apéndices 37, 38, 39 y 40 respectivamente. Dichos procesos se aplicarán a la columna D2 del segundo entrepiso para el caso de Edificio A y para el caso del Edificio B se analizará la columna ubicada en el punto C1 del tercer entrepiso, los detalles gráficos de la ubicación de estos elementos estructurales se presentan en la sección de resultados en las figuras 13 y 18 respectivamente.

Identificación y verificación

El tercer proceso consiste en identificar y señalar los elementos estructurales que serán sometidos a los incrementos de la $f'c$, los cuales se determinarán de acuerdo con lo mencionado en la sección “Edificaciones a analizar”, tomando como referencia la mecánica de colado que usualmente se emplea para colar edificios tipo marco.

Los procesos de colado se emplean de acuerdo a la constitución de los ejes estructurales en función de la cantidad de vigas y columnas que lo componen, los cuales se traducen en volumen de concreto requerido y con base en este, se solicita al proveedor el concreto a usar en la estructura, que para este caso se asume

como medio de ensayo la implementación de concreto premezclado.

El concreto premezclado dentro del territorio costarricense se obtiene en mezcladoras conocidas popularmente como “Chompipas” cuyo volumen de transporte es de 6 m^3 , existen algunos proveedores que poseen maquinaria capaz de trasladar hasta 8 m^3 de concreto, sin embargo, para efectos de este análisis se tomará como referencia el uso de equipos con una capacidad de trasladar 6 m^3 de concreto premezclado hasta el sitio de construcción.

La selección de los elementos estructurales se realiza tomando como referencia la capacidad volumétrica de concreto que una mezcladora contiene para efectuar el colado, el cual, por lo general, se inicia en un hemisferio de la edificación recorriendo el plano según los ejes longitudinales y transversales trazados hasta llegar al otro hemisferio.

Con base en lo establecido en el párrafo anterior tomando como referencia la distribución en planta de los edificios A y B mostrada en las figuras 13 y 15 de la sección de resultados para el edificio A se seleccionará el eje perimetral D1-D6 del segundo entrepiso ubicado sobre el sentido fuerte en dirección del eje x, por otro lado, para el edificio B, según las figuras 18 y 21 de la sección de resultados se modificará la $f'c$ al eje perimetral D1-A1 situado en el sentido débil sobre el eje y del tercer entrepiso, dicha selección se hizo de manera aleatoria.

La $f'c$ de diseño empleada es de 210 kg/cm^2 para vigas y columnas y se elevará en un 25% hasta un valor de $262,5 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos seleccionados como probeta de ensayo.

Modelación

El modelado de la estructura toma en cuenta los lineamientos establecidos en el CSCR (2010) en su artículo 7.2 “Modelado de la Estructura”, en el cual se establecen aspectos generales para el modelado como la inclusión de los desplazamientos horizontales por nivel y las rotaciones en todas las uniones.

El cuarto proceso consiste en la investigación del funcionamiento del software SAP2000 V20, para ello se estudiaron una serie de video tutoriales y manuales disponibles en línea, además, se recurrió a consultas personales con profesores y profesionales expertos en la modelación de edificaciones con el uso de diferentes softwares.

En los siguientes puntos, se detalla resumidamente los pasos a seguir para la modelación el software SAP2000 V20:

1. Seleccionar un nuevo modelo de trabajo.
2. Definir el sistema métrico a utilizar, así como los códigos a aplicar.
3. Establecimiento de la geometría en planta y altura, para lo cual es necesario ya poseer un plano de la estructura.
4. Definición de las unidades en las que se va a trabajar.
5. Definir los materiales con los que se va a trabajar.
6. Definir las secciones que van a poseer los diferentes elementos estructurales.
7. Asignar a los entrepisos un sistema de diafragmas rígidos.
8. Asignación de las secciones preestablecidas a los diferentes elementos estructurales.
9. Alineamiento de las columnas periféricas dentro del sistema de ejes coordenados de la estructura.
10. Definición de los patrones de carga.
11. Definir las combinaciones de carga
12. Correr el modelo para verificación del peso muerto del modelo con el obtenido mediante las hojas de cálculo, el cual no puede variar en más del 5% para garantizar representatividad.
13. Asignación de las cargas a los diferentes elementos estructurales que conforman la edificación.
14. Asignar que las intersecciones queden debidamente unidas y que los entrepisos distribuyan las cargas a las vigas y estas las trasladen a las columnas.
15. Asignar al patrón de la carga sísmica que trabaje por coeficientes, el cual se toma de la hoja de cálculo del análisis sísmico.

16. Asignar a la carga sísmica en cada dirección tomar 30% de la otra dirección ortogonal.
17. Definir el patrón de carga para el análisis modal espectral en ambas direcciones empleando una combinación modal SRSS.
18. Cargar el espectro de respuesta registrado directamente en Sap2000 para el CSCR 2010.
19. Asignar al patrón de carga modal el espectro de respuesta,
20. Correr el modelo y verificar que los periodos sean aceptables de acuerdo a la estructura ingresada.
21. Verificar diagramas de momento y cortante.
22. Extraer cargas últimas para realizar los respectivos análisis y diseños.
23. Efectuar en la herramienta "section designer" el diseño de la columna a analizar para extraer los datos para la elaboración del diagrama de interacción.

Variación y análisis

El quinto proceso consiste en variar la $f'c$ en los elementos previamente determinados, para ello, debe someterse el proceso de cambio tanto a las memorias de cálculo para el análisis de la regularidad en planta, como para la revisión de diseño de elementos, además, debe crearse en los modelos de los edificios A y B una nueva sección que incluya los valores de $f'c$ de 262,5 kg/cm² y asignárselas a los elementos señalados.

Los elementos sometidos a la variación del $f'c$ se deben analizar, para ello, se debe verificar la regularidad en planta, el incremento o disminución en las cantidades de acero requerido, las dimensiones de las secciones transversales propuestas inicialmente en las hojas de cálculo. También se debe correr los modelos de los edificios A y B con los cambios aplicados para determinar si existe alguna variación en los efectos internos o bien en los

desplazamientos y derivas tanto para el análisis dinámico como para el análisis estático.

Resultados

En esta sección se presentan los resultados obtenidos gráfica y numéricamente de ambos edificios según los planteamientos de los objetivos.

Modelos

En esta sección se presentan de manera gráfica la constitución de ambos edificios de acuerdo con el contenido de sus elementos estructurales, estas se muestran en función de su distribución en planta y altura,

Edificio A

La figura 16 muestra la constitución de los elementos estructurales en diferentes colores de acuerdo con su sección, mostrando en 3D la distribución en altura para cada piso, los cuales están separados por 3 metros que corresponde a la altura de las columnas.

Por otro lado, se encuentra la distribución en planta ilustrada en las figuras 17,18, 19 y 20 respectivamente.

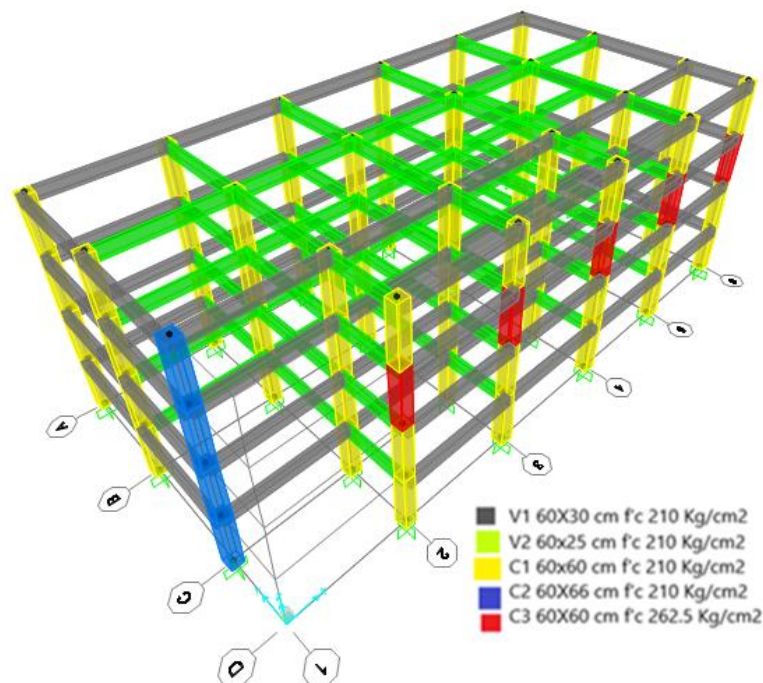


Figura 16. Edificio A: Distribución de los elementos estructurales en altura.
Fuente: (SAP2000)

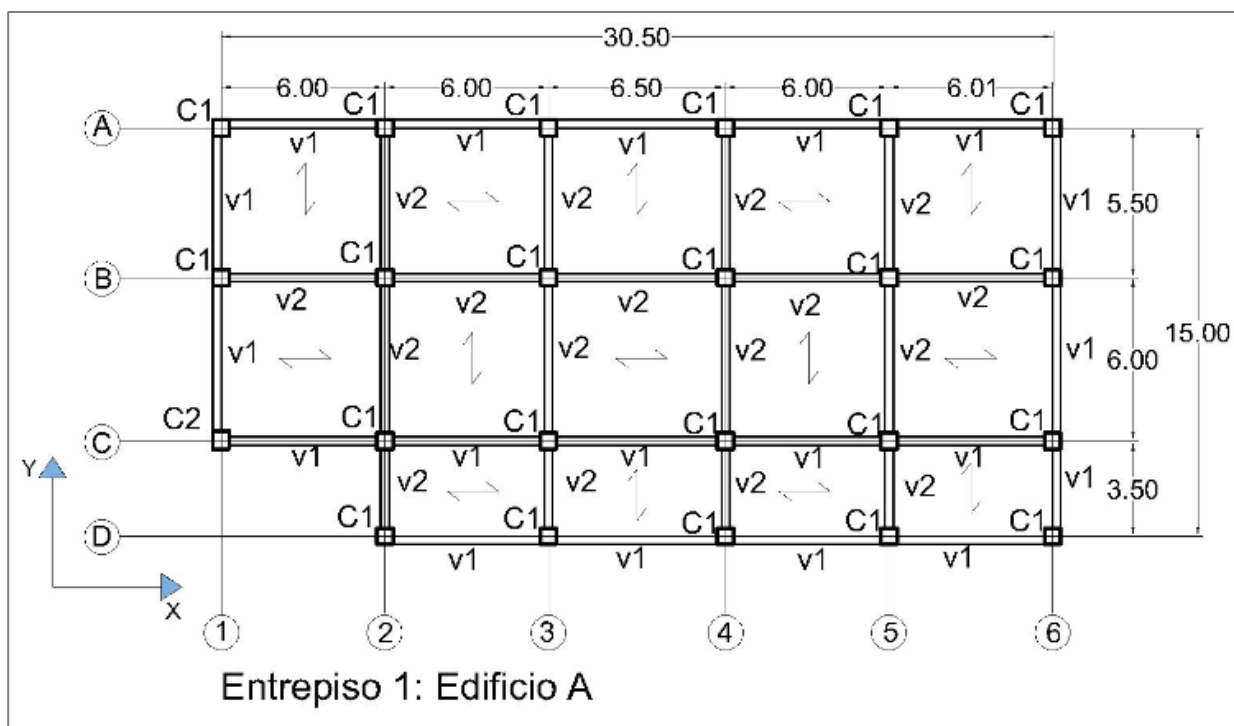


Figura 17. Edificio A: Detalle de entrepiso primer nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

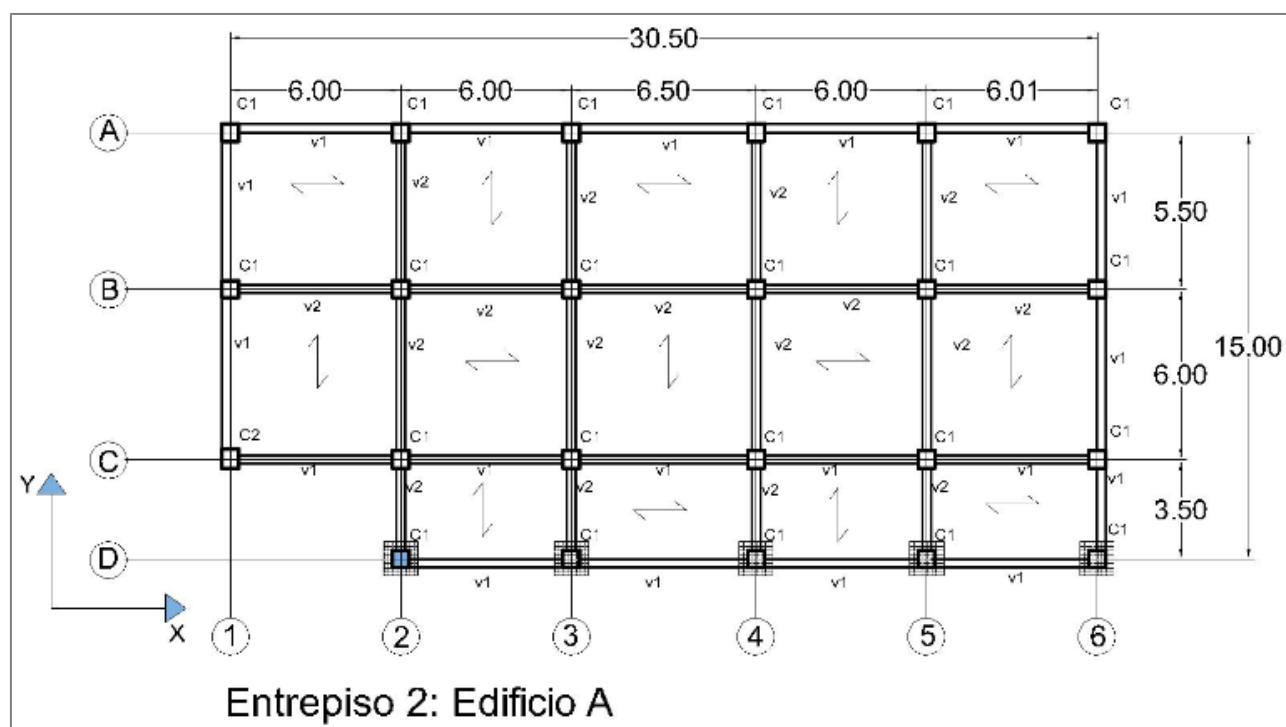


Figura 18. Edificio A: Detalle de entrepiso segundo nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

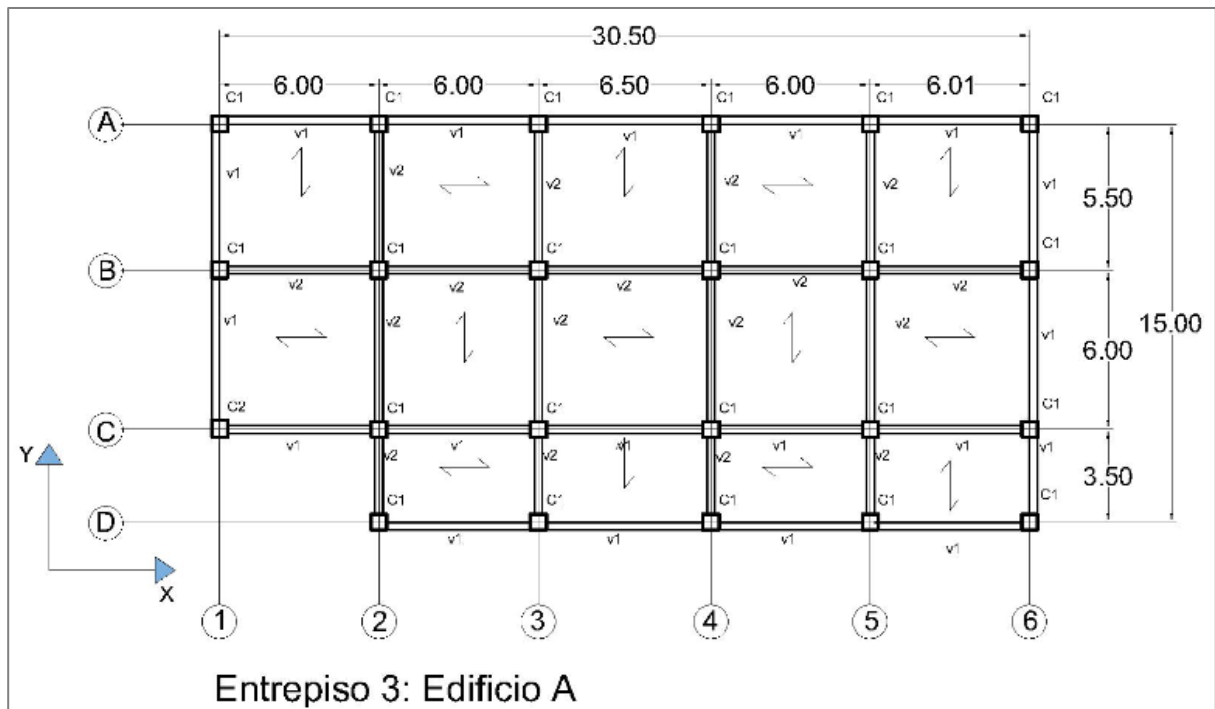


Figura 19. Edificio A: Detalle de entrepiso tercer nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

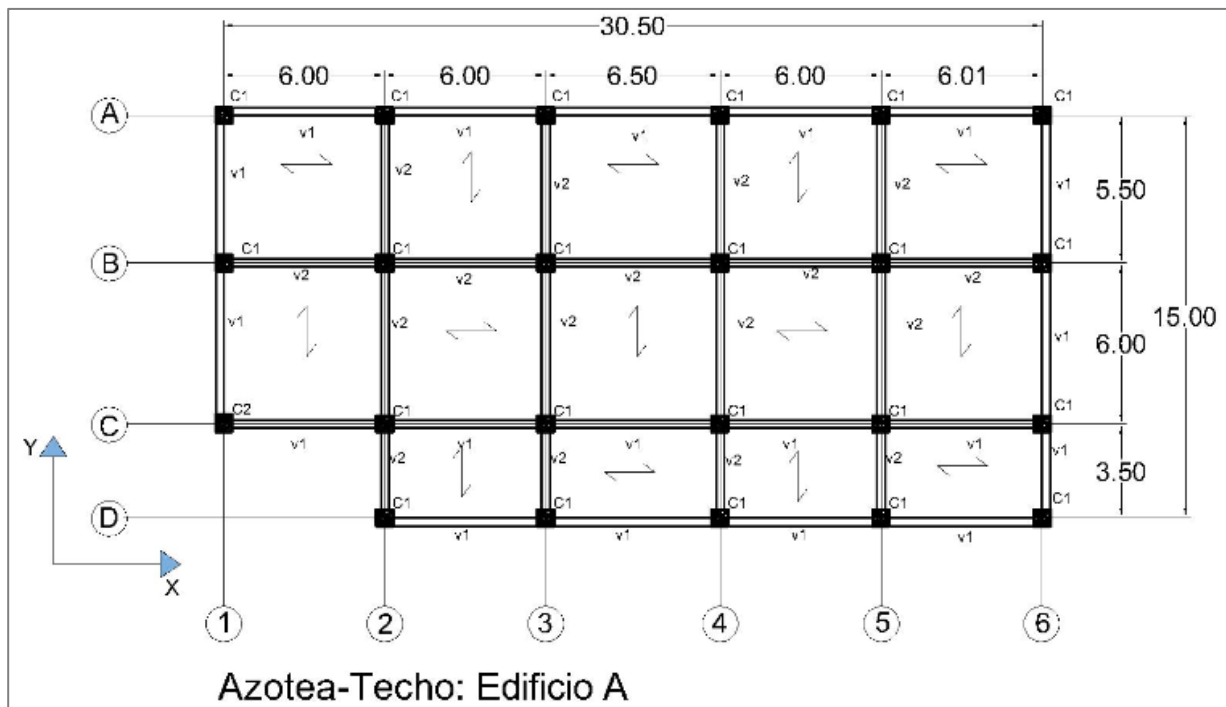


Figura 20. Edificio A: Detalle azotea o techo.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Edificio B

El edificio B es un prototipo cuya configuración en altura se muestra en la figura 21, la cual presenta las diferentes secciones detalladas en escala de colores. Cada entrepiso se encuentra

separado uno de otro por una distancia de 3 metros, correspondiente a la altura de las columnas. Por otro lado, de la figura 22 a la 26, se muestra la distribución en planta.

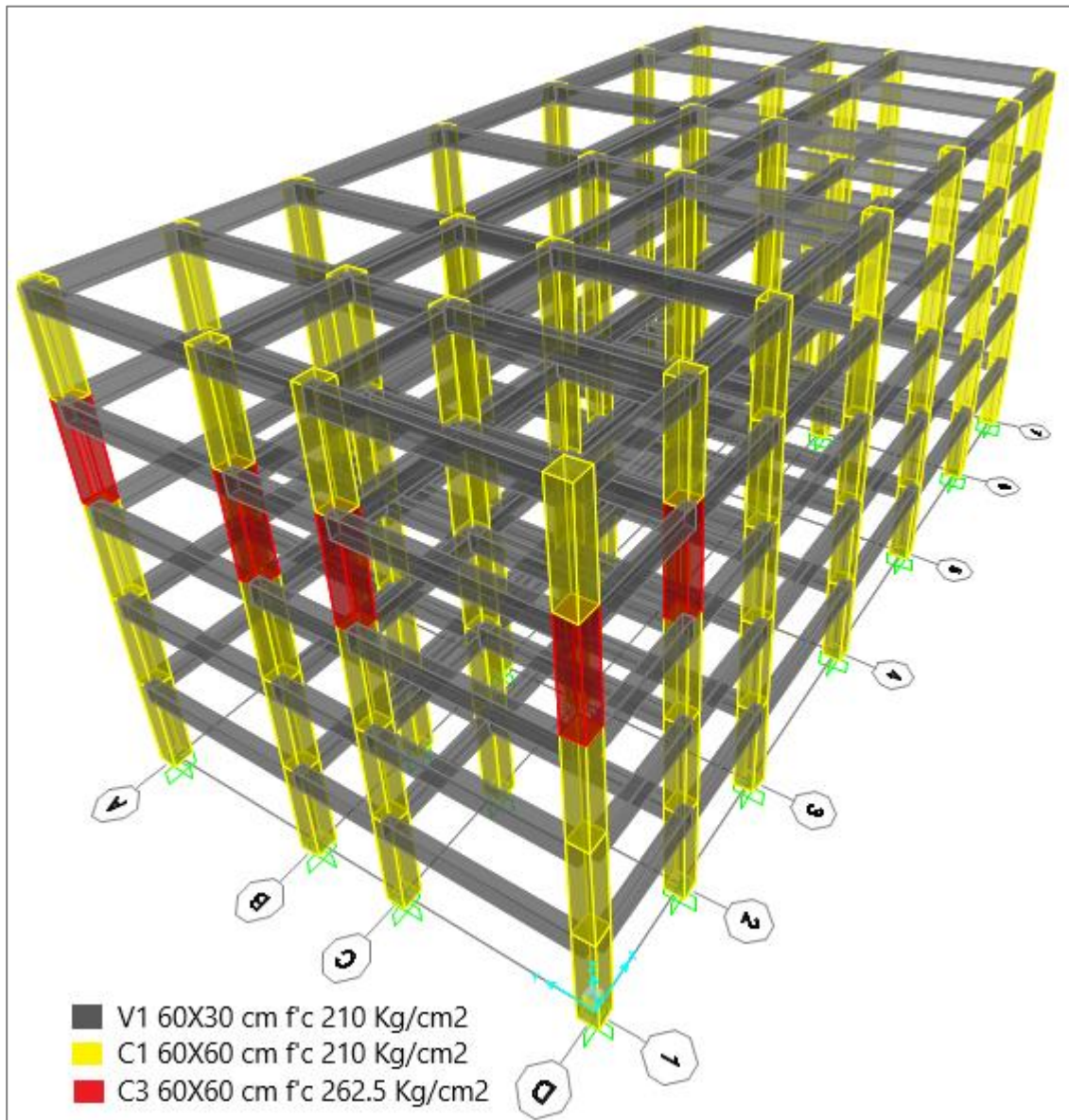


Figura 21. Edificio B: Distribución de los elementos estructurales en altura.
Fuente: (SAP2000)

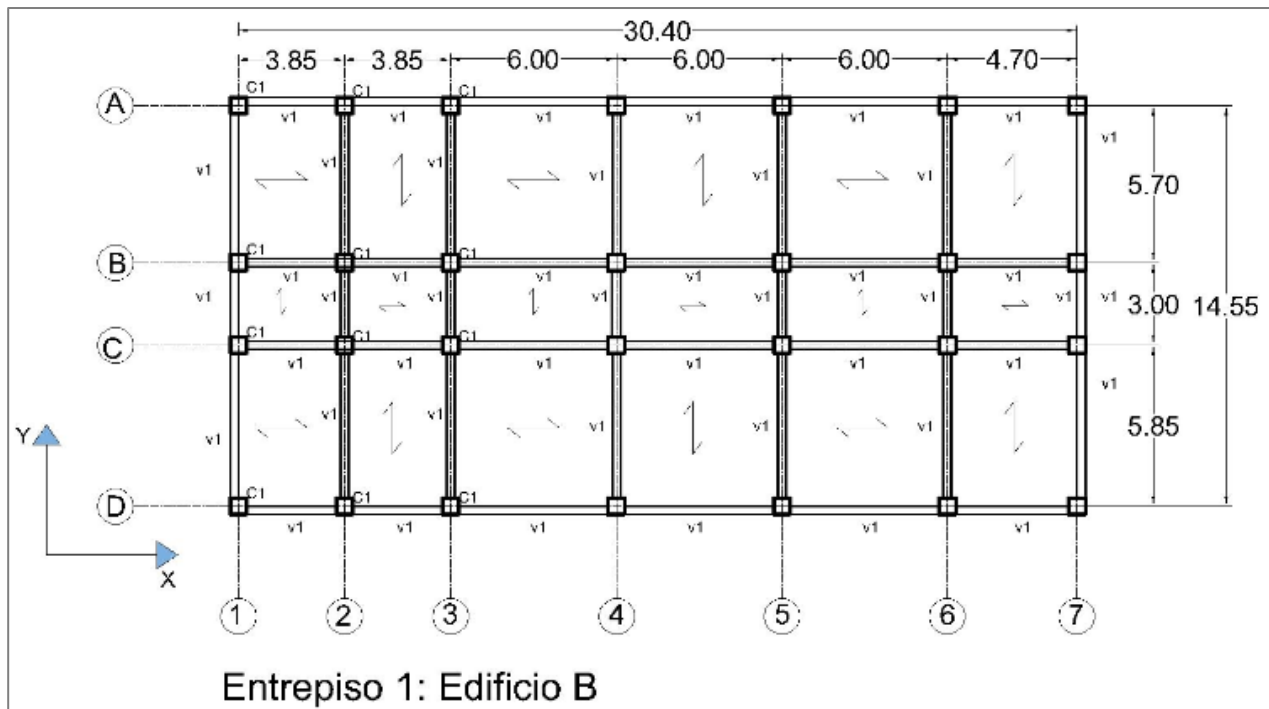


Figura 22. Edificio B: Detalle de entrepiso primer nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

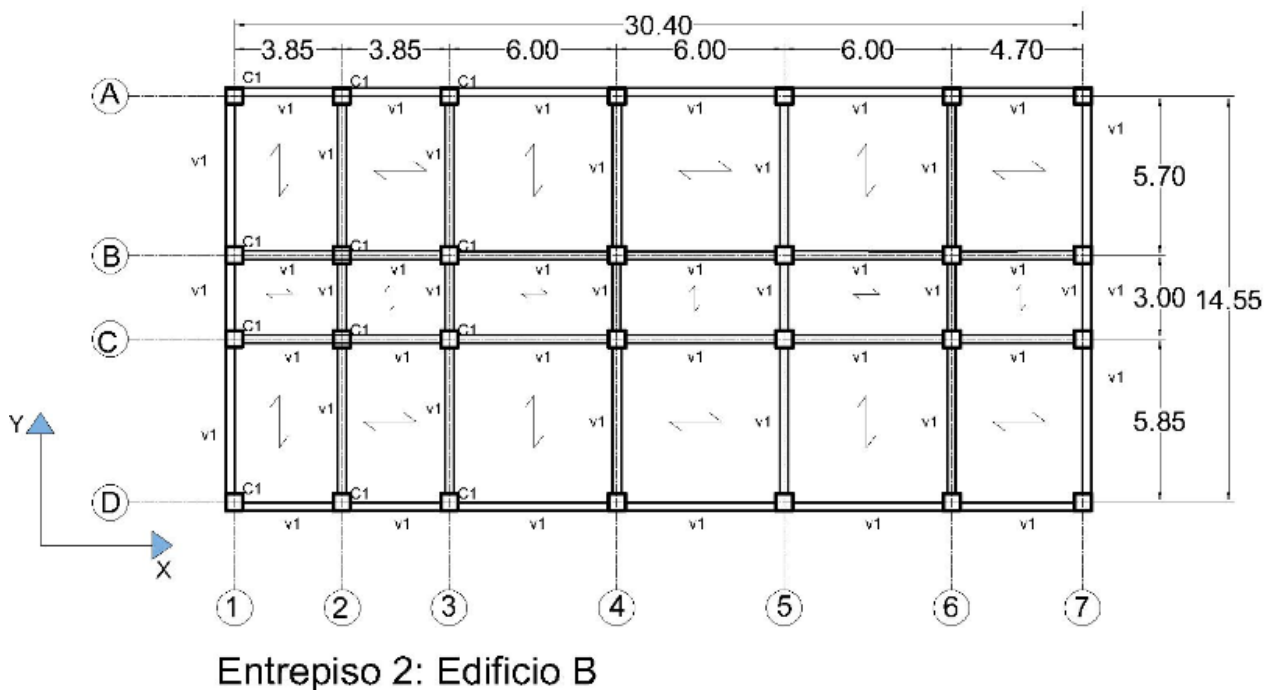


Figura 23. Edificio B: Detalle de entrepiso segundo nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

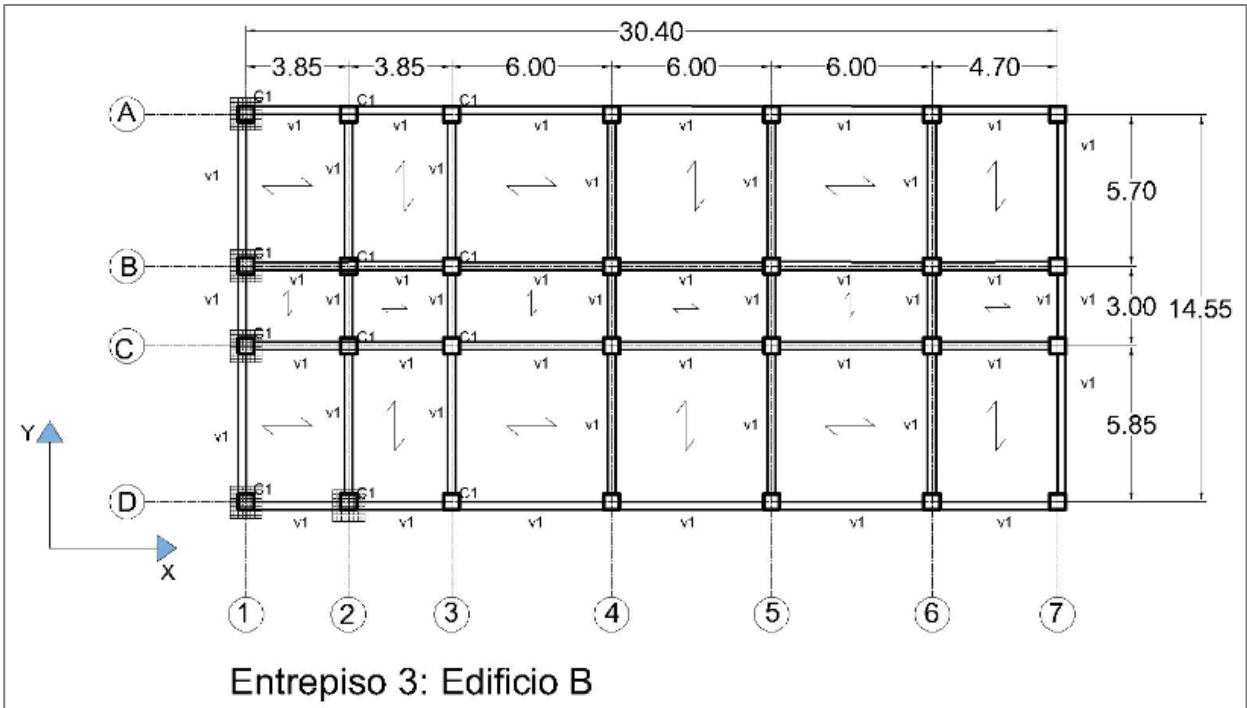


Figura 24. Edificio B: Detalle de entrepiso tercer nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

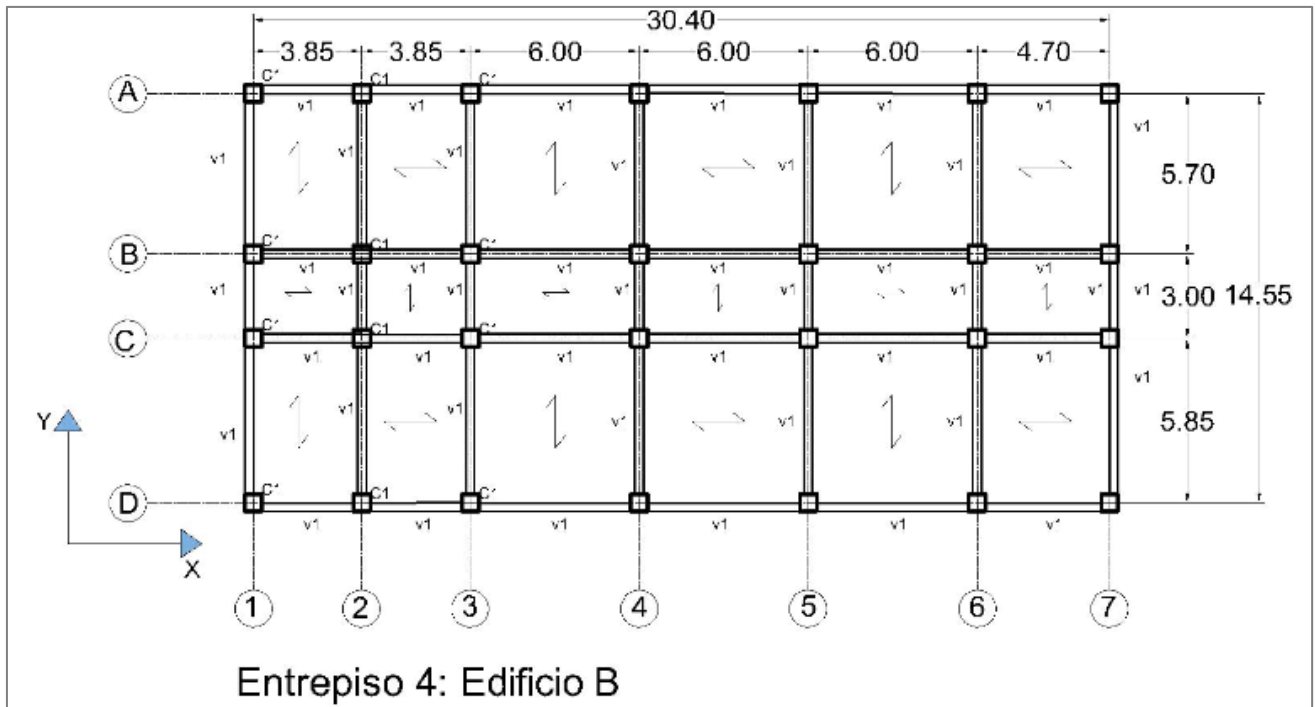


Figura 25. Edificio B: Detalle de entrepiso cuarto nivel.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

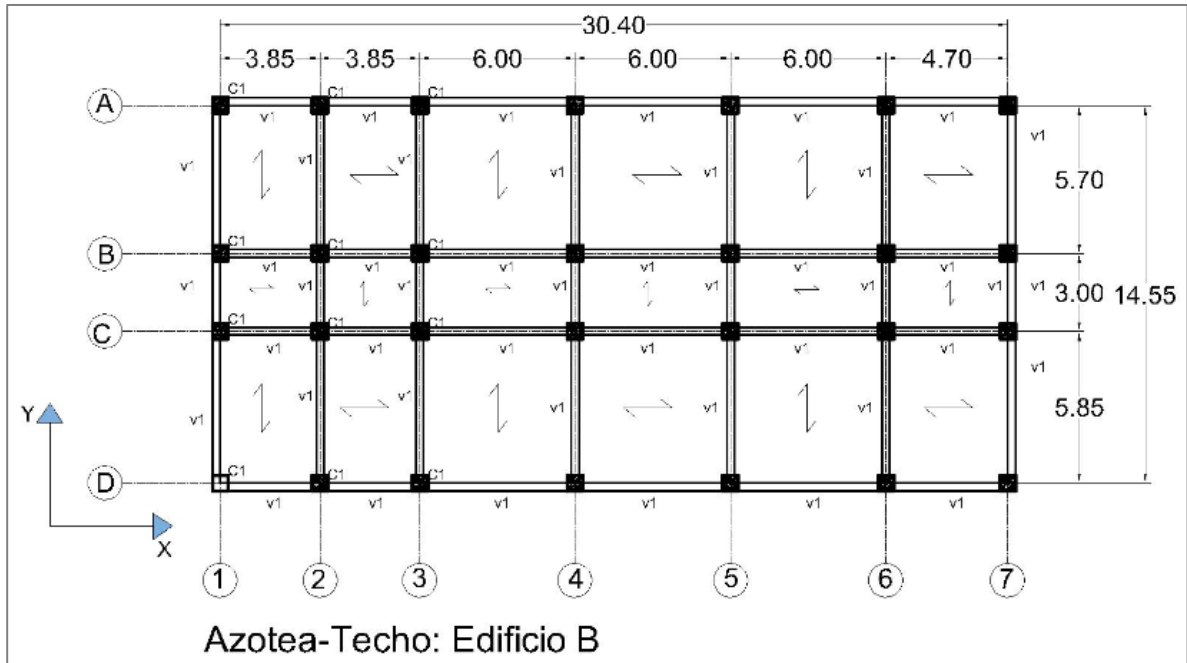


Figura 26. Edificio B: Detalle de azotea-techo.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Cuadro 1: Verificación de masas calculada vs masa SAP2000 edificio A			
PATRON	CALCULADO	SAP2000	VARIACIÓN
DEAD	563.356,80 kg	563.356,80 kg	0,00%
SCM	991.440,00 kg	983.250,00 kg	0,83%
CV	414.675,00 kg	414.675,00 kg	0,00%
	1.969.471,80 kg	1.961.281,80 kg	0,42%

Fuente: (Microsoft Excel 2018)/ (SAP2000)

Cuadro 2: Verificación de masas calculada vs masa SAP2000 edificio B.			
PATRON	CALCULADO	SAP	VARIACIÓN
DEAD	845.532,00 kg	845.532,00 kg	0,00%
SCM	1.287.801,93 kg	1.279.673,19 kg	0,63%
CV	531.139,70 kg	531.257,61 kg	-0,02%
	2.664.473,63 kg	2.656.462,80 kg	0,30%

Fuente: (Microsoft Excel 2018)/ (SAP2000)

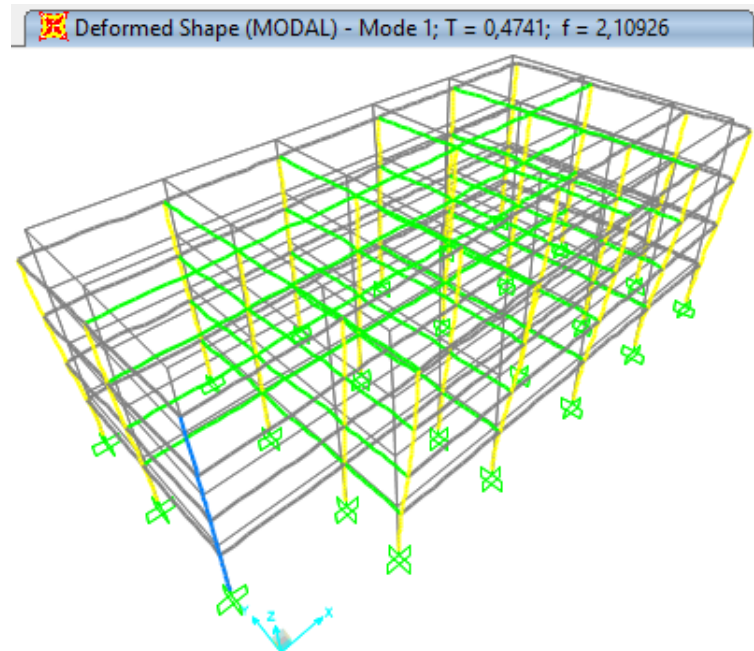


Figura 27. Edificio A. Deformada para el periodo fundamental.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

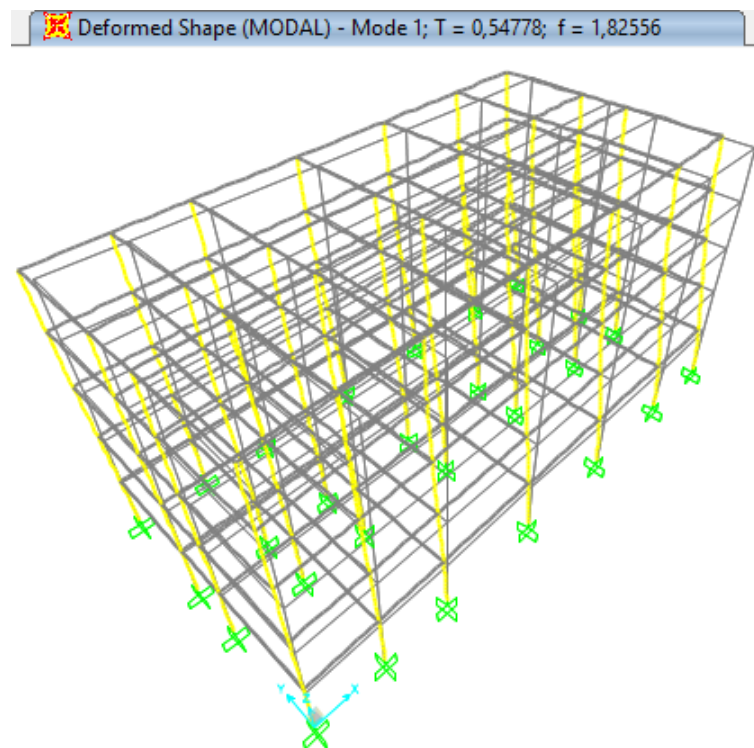


Figura 28. Edificio B. Deformada para el periodo fundamental.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Análisis estructural

En esta sección se muestran los resultados de los efectos obtenidos sobre las edificaciones en torno a la aplicación de los análisis estructurales

Regularidad y excentricidades

En esta sección se muestran los datos asociados al análisis del incremento de la $f'c$ en función de los efectos que se producen en la regularidad en planta por la afectación en sus excentricidades, estas se presentan de manera asociativa y comparativa entre ambas edificaciones.

Los datos se presentan en una serie de tablas que muestran parámetros como la rigidez y la masa de los elementos, además del centro de masa y del centro de rigidez referentes al segundo entrepiso del Edificio A y al tercer entrepiso del Edificio B en quienes se fijó el análisis de esta sección.

Cuadro 3. Rigidez para el Edificio A.			
	Segundo Entrepiso		
$f'c$ (kg/cm ²)	Columnas	Vigas	Total
210,00	245.053.655,72	34.146.159,41	279.199.815,13
262,50	251.252.417,11	34.146.159,41	285.398.576,53

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 3 hace mención a la rigidez global de los elementos estructurales asociados al edificio A de acuerdo con las variaciones de la resistencia especificada a la compresión $f'c$ ilustradas en la

figura 16 y 18 respectivamente en los diferentes elementos. Para visualizar la rigidez individual de cada columna, se debe recurrir a los apéndices 3 y 5 respectivamente, en el caso de las vigas consultar el apéndice 4.

Cuadro 4. Rigidez (K) columnas del Edificio A con variación de su f'c.		
Columna	K (f'c 210,00 kg/cm ²)	K (f'c 262,50 kg/cm ²)
D2	10.503.349,87	11.743.102,15
D3	10.503.349,87	11.743.102,15
D4	10.503.349,87	11.743.102,15
D5	10.503.349,87	11.743.102,15
D6	10.503.349,87	11.743.102,15

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 4 muestra la rigidez obtenida estuvieron sujetas a la variación de la f'c para el específicamente para las columnas que edificio A, así como su respectiva variación.

Cuadro 5. Rigidez para el Edificio B.			
Tercer entrespiso			
f'c (kg/cm ²)	Columnas	Vigas	Total
210,00	294.093.796,24	80.297.514,39	374.391.310,63
262,50	300.292.557,64	80.297.514,39	380.590.072,03

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 5, por su parte, muestra la rigidez elemento estructural puede ser consultada en el global de las vigas y columnas del edificio B para apéndice 7 en el caso de las vigas y para las las f'c indicadas, la rigidez desarrollada por cada columnas dirigirse a los apéndices 6 y 8.

Cuadro 6. Rigidez columnas del Edificio B con variación de su f'c.		
Columna	K (f'c 210,00 kg/cm ²)	K(f'c 262,50 kg/cm ²)
D1	10.503.349,87	11.743.102,15
D2	10.503.349,87	11.743.102,15
C1	10.503.349,87	11.743.102,15
B1	10.503.349,87	11.743.102,15
A1	10.503.349,87	11.743.102,15

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 6 indica los valores de la rigidez igualmente muestra la proporción que varió con obtenida para cada columna del edificio B que respecto a su valor original. sufrió una variación en la f'c de diseño,

Cuadro 7. Centro de rigidez para el Edificio A.		
Segundo entrespiso		
f'c (kg/cm ²)	CR _x (m)	CR _y (m)
210,00	15,85	7,04
262,50	15,91	6,88

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 7 muestra las cotas del centro de rigidez del edificio A de acuerdo con los diferentes valores de f'_c empleados para el análisis, además presenta el porcentaje de variación de acuerdo con

sus valores de inicio. Para observar en detalle los datos empleados para la obtención de dichas cantidades consultar los apéndices 11 y 12 respectivamente.

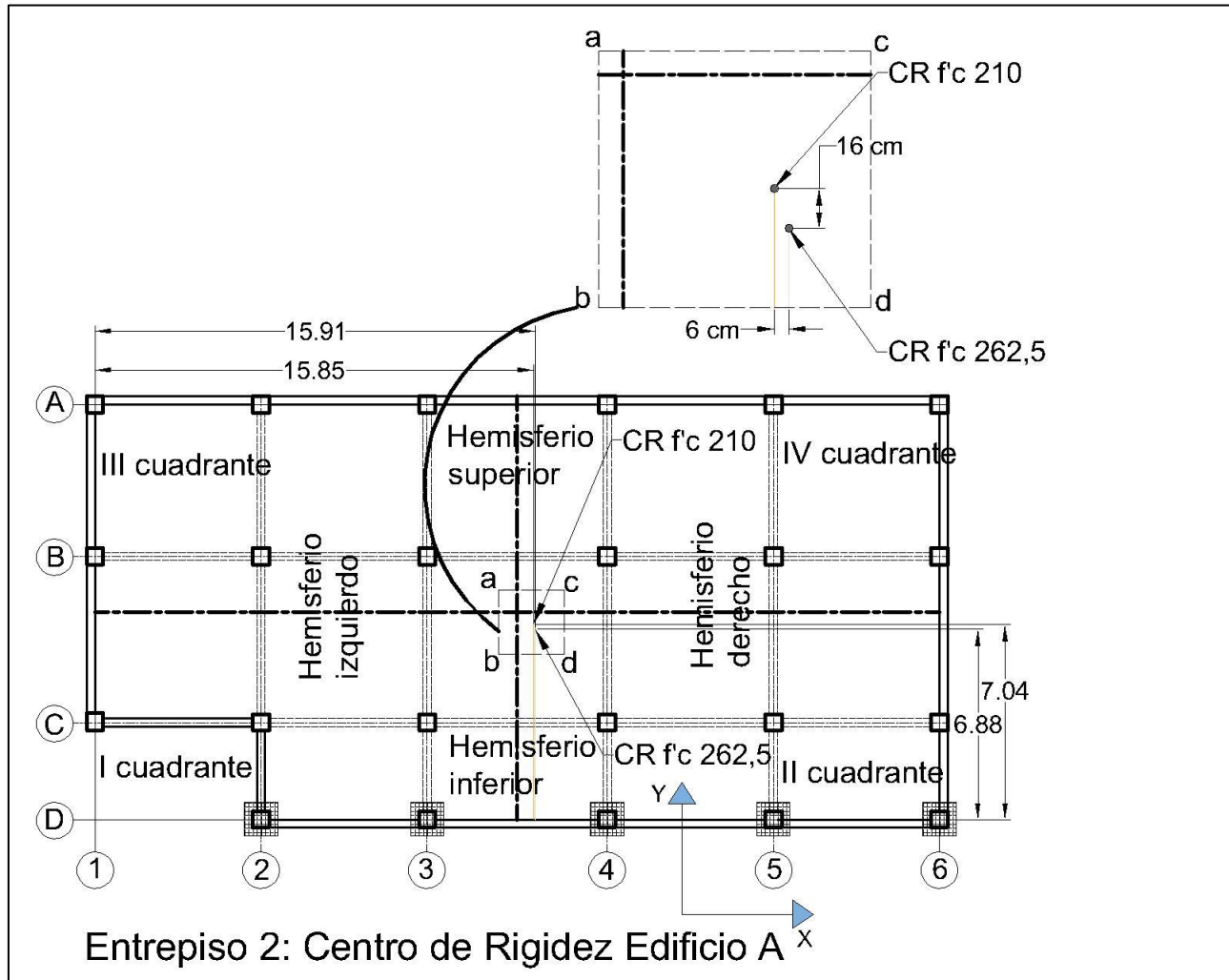


Figura 29. Edificio A. Centro de rigidez.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Cuadro 8. Centro de rigidez para el Edificio B.		
	Tercer entepiso	
f'_c (kg/cm ²)	CR _x (m)	CR _y (m)
210,00	14,12	7,32
262,50	13,90	7,29

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 8 señala las dimensiones ortogonales que comprenden el centro de rigidez del edificio B en función de los valores de $f'c$ aplicados en el análisis, además enmarca las diferencias obtenidas de acuerdo con los datos de entrada

con una $f'c$ de 210 Kg/cm². Para visualizar minuciosamente los valores usados en la memoria de cálculo de este parámetro se debe recurrir a los apéndices 13 y 14 respectivamente.

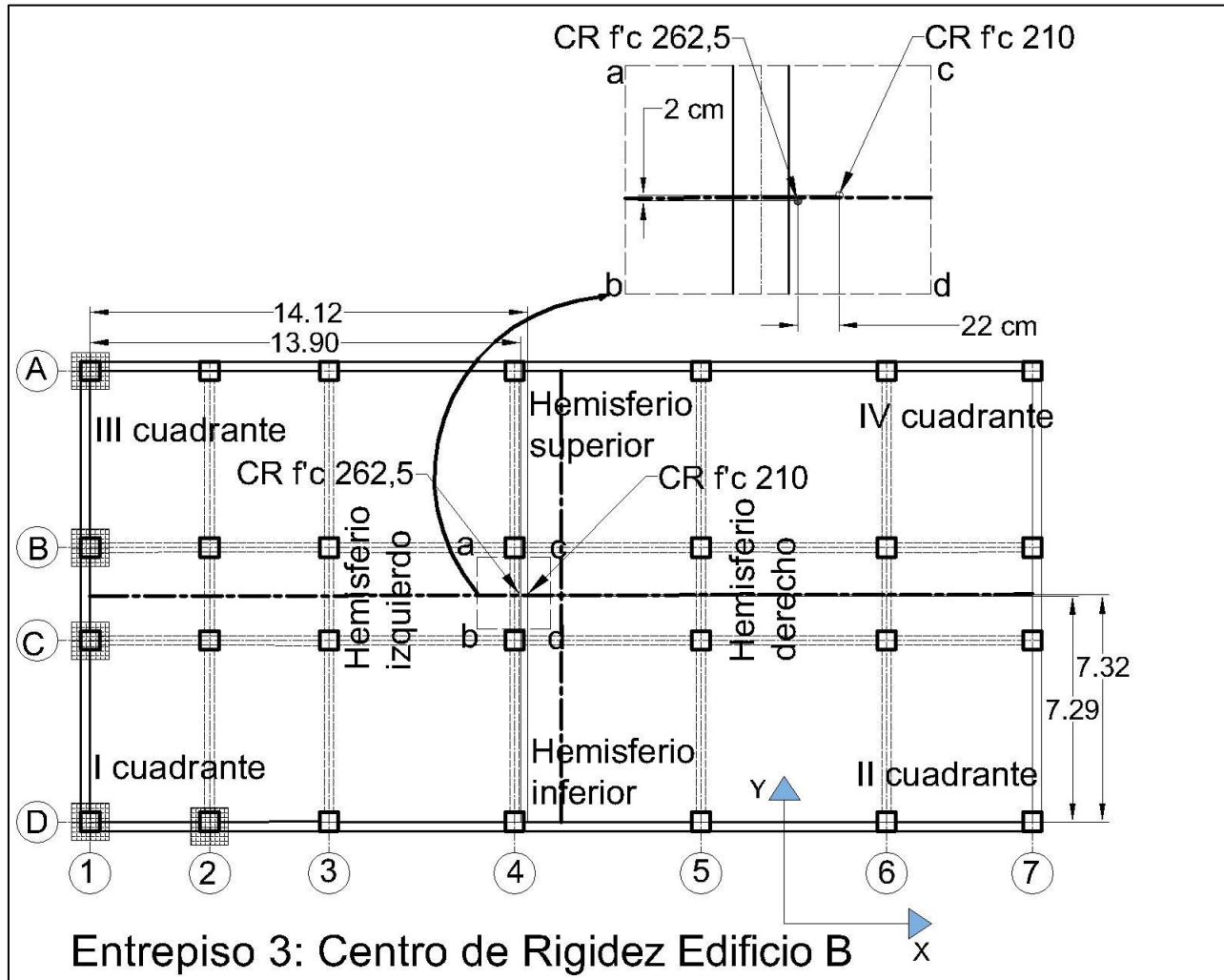


Figura 30. Edificio B. Centro de rigidez.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Cuadro 9. Detalle de masas de los elementos estructurales por entrepiso.			
Edificio	Columnas (Kg)	Vigas (Kg)	Total (Kg)
A: Segundo piso	59.875,20	80.964,00	140.839,20
B: Tercer piso	72.576,00	96.530,40	169.106,40

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 10. Pesos globales para los edificios A y B.				
Edificio	Peso vigas (kg)	Peso columnas (kg)	Peso total edificio (kg)	f'c(kg/cm ²)
A	323.856,00	239.500,80	563.356,80	210,00
B	482.652,00	362.880,00	845.532,00	210,00
A	323.856,00	239.500,80	563.356,80	262,50
B	482.652,00	362.880,00	845.532,00	262,50

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Los cuadros 9 y 10 muestran el peso de los elementos estructurales de acuerdo con el entrepiso que conforman, así como también los pesos globales de cada edificio de acuerdo con la f'c empleada para cada caso en particular. El detalle

de masas unitario por elemento estructural en función del entrepiso y al edificio que pertenecen se puede consultar en los apéndices comprendidos entre el 3 y el 7.

Cuadro 11. Centro de masa para el Edificio A.		
	Segundo entrepiso	
f'c (kg/cm ²)	CM _x (m)	CM _y (m)
210,00	15,85	7,64
262,50	15,85	7,64

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

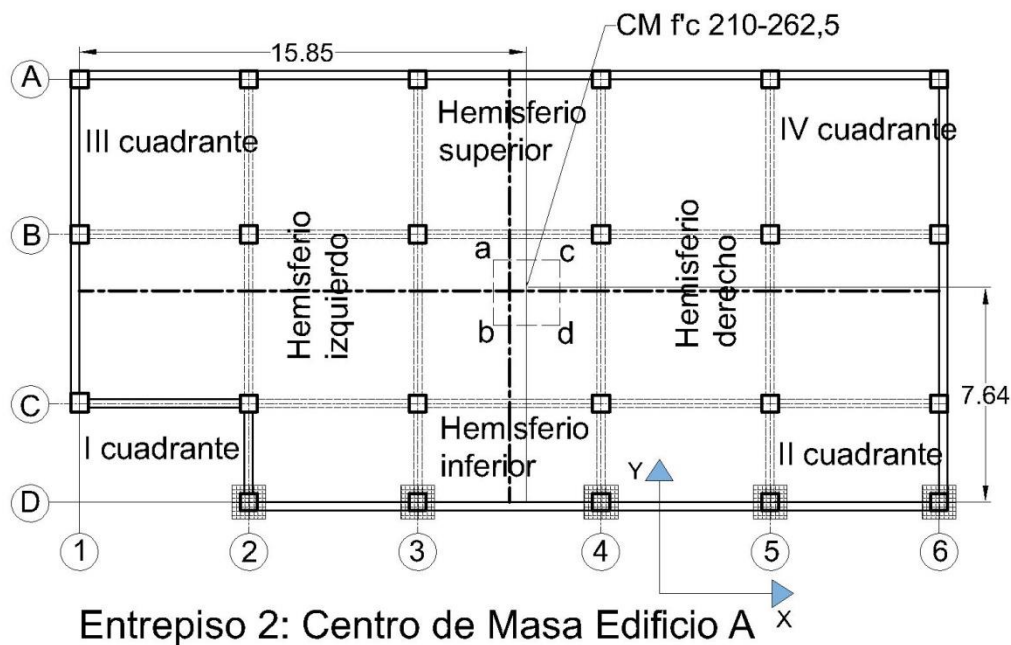


Figura 31. Edificio A. Centro de Masa.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

El cuadro 11 detalla las cotas para el centro de masa para el edificio A, esto para los valores de f'_c implementados como parte del análisis del fenómeno en estudio. La memoria de cálculo

para la obtención de los valores mostrados, se puede consultar los apéndices comprendidos entre el 15 y el 18.

Cuadro 12. Centro de masa para el Edificio B.		
	Tercer entrespiso	
f'_c (kg/cm ²)	CM _x (m)	CM _y (m)
210,00	15,01	7,28
262,50	15,01	7,28

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 12 muestra las cotas para el centro de masa del edificio B, las cuales están detalladas para los valores de f'_c usados, así como el porcentaje de variación obtenido, En este

caso, para visualizar la memoria de cálculo, debe consultarse los apéndices listados del 19 al 22.

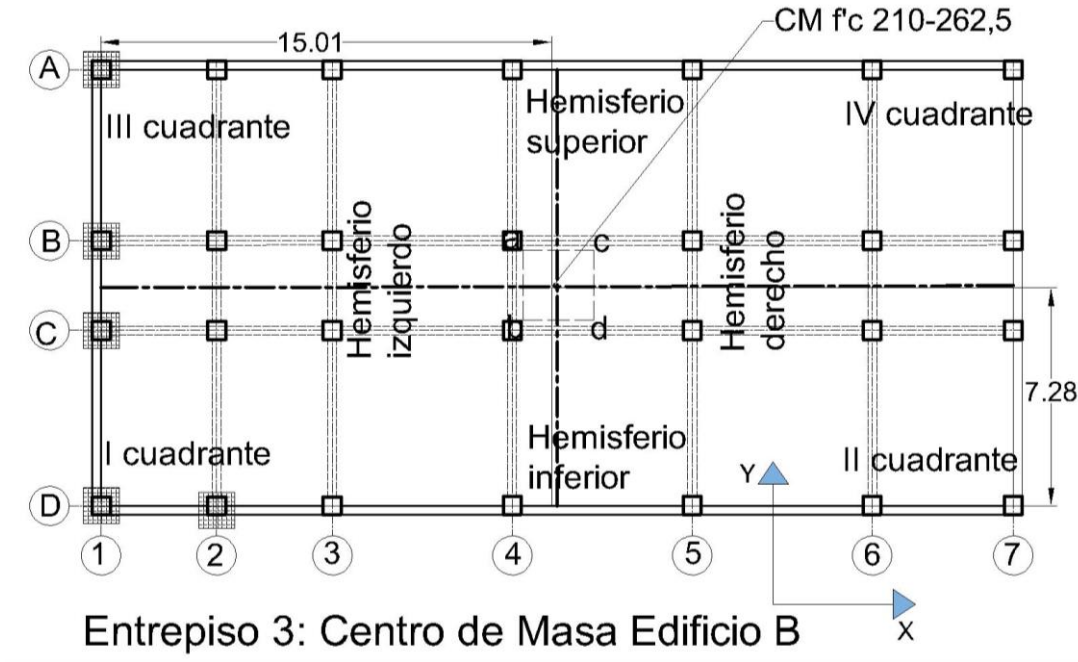


Figura 32. Edificio B. Centro de Masa.
Fuente: (AutoCAD, 2018)

Cuadro 13. Excentricidad para el edificio A.		
	Segundo entrespo	
$f'c$ (kg/cm ²)	E_x (cm)	E_y (cm)
210,00	-0,43	60,57
262,50	-5,74	75,85

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 13 muestra las excentricidades ortogonales de la planta en el edificio A y su respectiva variación en relación con el $f'c$ aplicado en cada caso. Para un mayor detalle en

cuanto a los factores aplicados en la memoria de cálculo consultar los apéndices 11,12, 15,18 y 23 respectivamente.

Cuadro 14. Excentricidad para el edificio B.		
	Tercer entrespo	
$f'c$ (kg/cm ²)	E_x (cm)	E_y (cm)
210,00	89,40	-3,31
262,50	111,14	-0,91

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 14 resume las excentricidades obtenidas al modificar la $f'c$ de los elementos estructurales seleccionados para el edificio B, para consultar los cálculos que dieron origen a

dichos resultados, se debe dirigir a la sección de apéndices y consultar los siguientes: 13,14, 19, 22 y 24.

Cuadro 15. Regularidad en planta para el edificio A.				
	Segundo entrespo			
$f'c$ (kg/cm ²)	E_x/D_x	Regularidad	E_y/D_y	Regularidad
210,00	-0,01%	Regular	4,05%	Regular
262,50	-0,19%	Regular	5,07%	Irregular Moderado

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 15 muestra los efectos en la regularidad en planta producto de la variación del $f'c$ en los elementos estructurales sometidos al análisis para el edificio B, los datos que respaldan

los resultados expresados, se pueden consultar en el apéndice 25.

Cuadro 16. Regularidad para el edificio B.				
	Tercer entrespo			
$f'c$ (kg/cm ²)	E_x/D_x	Regularidad	E_y/D_y	Regularidad
210,00	2,94%	Regular	-0,23%	Regular
262,50	3,66%	Regular	-0,06%	Regular

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

El cuadro 16 revela los resultados obtenidos en cuanto a los efectos de regularidad en planta para el edificio B luego de aplicar la variación del

$f'c$, dichos números se encuentran sustentados de acuerdo con el apéndice 26.

Parámetros sísmicos

Cuadro 17. Parámetros sísmicos Edificio A.		
	Edificio A	
Resistencia especificada a la compresión f'_c	210 (kg/cm²)	262,5 (kg/cm²)
Zona sísmica	III	III
Tipo de suelo	S3	S3
Aceleración pico efectiva a_{Efectiva}	0,36	0,36
Factor de importancia I	1	1
Regularidad planta	Regular	Irregular Moderado
Regularidad altura	Regular	Regular
Ductilidad local	Óptima	Óptima
Ductilidad global asignada μ	6	3
Periodo T (s)	0,47141	0,47338
Factor espectral dinámico FED	0,62	1,05
Sobrerresistencia SR	2	2

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 18. Parámetros sísmicos Edificio B.		
	Edificio B	
Resistencia especificada a la compresión f'_c	210 (kg/cm²)	262,5 (kg/cm²)
Zona sísmica	III	III
Tipo de suelo	S3	S3
Aceleración pico efectiva a_{Efectiva}	0,36	0,36
Factor de importancia I	1	1
Regularidad planta	Regular	Regular
Regularidad altura	Regular	Regular
Ductilidad local	Óptima	Óptima
Ductilidad global asignada μ	6	6
Periodo T (s)	0,54778	0,54768
Factor espectral dinámico FED	0,55	0,55
Sobrerresistencia SR	2	2

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cargas y pesos

Cuadro 19. Pesos aplicadas en entresijos Edificio A.			
Entresijo	Sobrecarga muerta W_{SCM} (kg)	Carga viva W_{CV} (kg)	Total cargas (kg)
1	280.462,50	109.125,00	389.587,50
2	280.462,50	109.125,00	389.587,50
3	280.462,50	109.125,00	389.587,50
Azotea	150.052,50	87.300,00	237.352,50
Total	991.440,00	414.675,00	1.406.115,00

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 20. Cargas aplicadas en entresijos Edificio B			
Entresijo	Sobrecarga muerta W_{SCM} (kg)	Carga viva W_{CV} (kg)	Total cargas (kg)
1	283.961,66	110.652,75	394.614,41
2	283.969,52	110.656,00	394.625,52
3	283.961,66	110.652,75	394.614,41
4	283.969,52	110.656,00	394.625,52
Azotea	151.939,58	88.522,20	240.461,78
Total	1.287.801,93	531.139,70	1.818.941,63

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 21. Detalle de cargas aplicadas en Edificio A y B		
Descripción de la carga		Carga (kg/m ²)
Entresijo	(CO5013)	325,00
Divisiones livianas	(CO5013)	60,00
Cerámica	(CO5013)	30,00
Acabados	(CO5013)	50,00
Cielos e Instalaciones electromecánicas	(CO5013)	40,00
Mobiliario y Equipo	(CO5013)	100,00
Ventanería	(CO5013)	60,00
Carga viva	(CSCR 2010 Tabla 6,1. Uso Edificio)	250,00
Carga viva	(CSCR 2010 Tabla 6,1. Uso Azotea*)	200,00

* Se asume azotea con menor o igual al 5%.

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 22. Cargas permanentes y vivas Edificio A			
NIVEL	Carga permanente (kg)	Carga Viva (kg)	Total (kg)
1	421.301,70	109.125,00	530.427,70
2	421.301,70	109.125,00	530.428,70
3	421.301,70	109.125,00	530.429,70
Azotea	260.954,10	87.300,00	348.254,10
Total	1.524.859,20	414.675,00	1.939.534,20

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 23. Cargas permanentes y vivas Edificio B			
NIVEL	Carga permanente (kg)	Carga Viva (kg)	Total (kg)
1	452.892,00	110.580,00	563.473,00
2	452.892,00	110.580,00	563.474,00
3	452.892,00	110.580,00	563.475,00
4	452.892,00	110.580,00	563.476,00
Azotea	276.887,40	88.464,00	365.351,40
Total	2.088.455,40	530.784,00	2.619.239,40

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Efectos Estáticos

Coeficientes y fuerzas sísmicas

Cuadro 24. Coeficiente y fuerza sísmica para el Edificio A.		
	EDIFICIO A	
f'c (kg/cm ²)	C _{SÍSMICO}	F _{SÍSMICA} (kg)
210,00	0,1116	175.654,54
262,50	0,1890	297.479,47

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Kgf
Csx	X	0,05	No	No	0,1116	1	1587060,45	177115,95
Csy	Y	0,05	No	No	0,1116	1	1587060,45	177115,95

Figura 33. Edificio A: Coeficiente y fuerza sísmica para f'c 210 kg/cm².

Fuente: (SAP2000)

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Kgf
Csx	X	0,05	No	No	0,189	1	1587060,45	299954,43
Csy	Y	0,05	No	No	0,189	1	1587060,45	299954,43

Figura 34. Edificio A: Coeficiente y fuerza sísmica para f'c 262.5 kg/cm².

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 25. Coeficiente y fuerza sísmica para el Edificio B.		
	EDIFICIO B	
f'c (kg/cm ²)	C _{SÍSMICO}	F _{SÍSMICA} (kg)
210,00	0,0990	213.325,54
262,50	0,0990	213.325,54

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Kgf
CSx	X	0,05	No	No	0,099	1	2176696,83	215492,99
CSy	Y	0,05	No	No	0,099	1	2176696,83	215492,99

Figura 35. Edificio B: Coeficiente y fuerza sísmica para f'c 210 kg/cm².

Fuente: (SAP2000)

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Kgf
CSx	X	0,05	No	No	0,099	1	2176696,83	215492,99
CSy	Y	0,05	No	No	0,099	1	2176696,83	215492,99

Figura 36. Edificio B: Coeficiente y fuerza sísmica para $f'c$ 262.5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

Cuadro 26. Fuerza sísmica, cortante acumulado y momento de vuelco para el edificio A.			
Segundo Piso			
f'c (kg/cm ²)	F _{SÍSMICA} (kg)	Cortante _{ACUMULADO} (kg)	Momento _{VOLCAMIENTO} (kg-m)
210,00	41.897,64	154.705,72	338.424,24
262,50	70.955,68	262.001,63	573.137,83

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 27. Fuerza sísmica, cortante acumulado y momento de vuelco para el edificio B.			
Tercer Piso			
f'c (kg/cm ²)	F _{SÍSMICA} (kg)	Cortante _{ACUMULADO} (kg)	Momento _{VOLCAMIENTO} (kg-m)
210,00	49.423,32	163.902,22	197.693,28
262,50	49.423,32	163.902,22	197.693,28

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Distribución del sismo y momentos torsionales.

LoadPat Text	Diaphragm Text	FX Kgf	FY Kgf	MZ Kgf-m	X m	Y m	Z m
Csx	Diafragma Azotea	52160,78	0	-56139,11	15,91304	7,30435	12
Csx	Diafragma P3	62477,58	0	-68510,87	15,91304	7,30435	9
Csx	Diafragma P2	41651,72	0	-45673,91	15,91304	7,30435	6
Csx	Diafragma P1	20825,86	0	-22836,96	15,91304	7,30435	3
Csy	Diafragma Azotea	0	52160,78	76519,82	15,91304	7,30435	12
Csy	Diafragma P3	0	62477,58	90889,28	15,91304	7,30435	9
Csy	Diafragma P2	0	41651,72	60592,85	15,91304	7,30435	6
Csy	Diafragma P1	0	20825,86	30296,43	15,91304	7,30435	3

Figura 37. Edificio A: Distribución de fuerza sísmica y momentos torsionantes $f'c$ 210 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

LoadPat Text	Diaphragm Text	FX Kgf	FY Kgf	MZ Kgf-m	X m	Y m	Z m
Csx	Diafragma Azotea	88336,81	0	-95074,31	15,91304	7,30435	12
Csx	Diafragma P3	105808,81	0	-116026,47	15,91304	7,30435	9
Csx	Diafragma P2	70539,21	0	-77350,98	15,91304	7,30435	6
Csx	Diafragma P1	35269,6	0	-38675,49	15,91304	7,30435	3
Csy	Diafragma Azotea	0	88336,81	129590,01	15,91304	7,30435	12
Csy	Diafragma P3	0	105808,81	153925,4	15,91304	7,30435	9
Csy	Diafragma P2	0	70539,21	102616,93	15,91304	7,30435	6
Csy	Diafragma P1	0	35269,6	51308,47	15,91304	7,30435	3

Figura 38. Edificio A: Distribución de fuerza sísmica y momentos torsionantes $f'c$ 262.5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

LoadPat Text	Diaphragm Text	FX Kgf	FY Kgf	MZ Kgf-m	X m	Y m	Z m
CSx	Azotea	51903,55	0	-36354,37	14,43571	7,3125	15
CSx	Diafragma P4	65436,69	0	-45750,45	14,43571	7,3125	12
CSx	Diafragma P3	49077,87	0	-34318,48	14,43571	7,3125	9
CSx	Diafragma P2	32717,85	0	-22871,27	14,43571	7,3125	6
CSx	Diafragma P1	16357,03	0	-11442,18	14,43571	7,3125	3
CSy	Azotea	0	51903,55	107784,37	14,43571	7,3125	15
CSy	Diafragma P4	0	65436,69	136898,2	14,43571	7,3125	12
CSy	Diafragma P3	0	49077,87	102702,88	14,43571	7,3125	9
CSy	Diafragma P2	0	32717,85	68449	14,43571	7,3125	6
CSy	Diafragma P1	0	16357,03	34246,64	14,43571	7,3125	3

Figura 39. Edificio B: Distribución de fuerza sísmica y momentos torsionantes $f'c$ 210 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

LoadPat Text	Diaphragm Text	FX Kgf	FY Kgf	MZ Kgf-m	X m	Y m	Z m
CSx	Azotea	51903,55	0	-36354,37	14,43571	7,3125	15
CSx	Diafragma P4	65436,69	0	-45750,45	14,43571	7,3125	12
CSx	Diafragma P3	49077,87	0	-34318,48	14,43571	7,3125	9
CSx	Diafragma P2	32717,85	0	-22871,27	14,43571	7,3125	6
CSx	Diafragma P1	16357,03	0	-11442,18	14,43571	7,3125	3
CSy	Azotea	0	51903,55	107784,37	14,43571	7,3125	15
CSy	Diafragma P4	0	65436,69	136898,2	14,43571	7,3125	12
CSy	Diafragma P3	0	49077,87	102702,88	14,43571	7,3125	9
CSy	Diafragma P2	0	32717,85	68449	14,43571	7,3125	6
CSy	Diafragma P1	0	16357,03	34246,64	14,43571	7,3125	3

Figura 40. Edificio B: Distribución de fuerza sísmica y momentos torsionantes $f'c$ 262.5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	XCentroidFX	YCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY
Csx	-177115,95	-53134,78	450184,66	-1500615,54	15,85261	7,44691	14,23561	7,11163
CSy	-53134,78	-177115,95	1500615,54	-450184,66	16,00262	6,45852	16,78109	6,99145

Figura 41. Cortantes basales estáticos Edificio A f'c 210 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	XCentroidFX	YCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY
Csx	-299954,43	-89986,33	762409,51	-2541365,02	15,85343	7,44504	14,22939	7,10962
CSy	-89986,33	-299954,43	2541365,02	-762409,51	16,00396	6,457	16,78065	6,98913

Figura 42. Cortantes basales estáticos Edificio A f'c 262,5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	XCentroidFX	YCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY
CSx	-215492,99	-64647,9	675261,76	-2250872,55	14,09591	7,32746	14,24482	7,3295
CSy	-64647,9	-215492,99	2250872,55	-675261,76	14,09591	6,0226	15,90994	7,32949

Figura 43. Cortantes basales estáticos Edificio B f'c 210 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	XCentroidFX	YCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY
CSx	-215492,99	-64647,9	2,037E-10	675261,76	-2250872,55	14,09641	7,32755	14,24512	7,32947
CSy	-64647,9	-215492,99	1,528E-10	2250872,55	-675261,76	14,09645	6,02295	15,91004	7,32951

Figura 44. Cortantes basales estáticos Edificio B f'c 262,5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

Efectos Dinámicos

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9778	98,4557
MODAL	Acceleration	UY	99,978	98,447
MODAL	Acceleration	UZ	44,5417	30,5201

Figura 45. Edificio A: Participación de masa para $f'c$ 210 kg/cm^2
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9784	98,4856
MODAL	Acceleration	UY	99,9786	98,4772
MODAL	Acceleration	UZ	44,5814	30,512

Figura 46. Edificio A: Participación de masa .para $f'c$ 262,5 kg/cm^2
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9617	97,2412
MODAL	Acceleration	UY	99,9924	99,1796
MODAL	Acceleration	UZ	39,6426	27,9361

Figura 47. Edificio B: Participación de masa. para $f'c$ 210 kg/cm^2
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9618	97,2444
MODAL	Acceleration	UY	99,9924	99,1769
MODAL	Acceleration	UZ	39,6615	27,9356

Figura 48. Edificio B: Participación de masa.para $f'c$ 262,5 kg/cm^2
Fuente: (SAP2000)

Cuadro 28. Periodos y participación modal para el edificio A.								
f'c (kg/cm²)	Modo	T (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
210,00	1	0,4741	0,1560000	0,6350000	0,0000026	0,0480000	0,0043480	0,0240000
210,00	2	0,4708	0,6490000	0,1660000	0,0000006	0,0130000	0,0180000	0,0023590
210,00	3	0,4175	0,0130000	0,0140000	0,0000002	0,0009436	0,0004025	0,7920000
210,00	4	0,1418	0,0520000	0,0660000	0,0000155	0,0980000	0,0300000	0,0030400
210,00	5	0,1413	0,0660000	0,0550000	0,0000110	0,0820000	0,0380000	0,0001208
210,00	6	0,1260	0,0019960	0,0009706	0,0000010	0,0016910	0,0014160	0,1160000
210,00	7	0,0752	0,0460000	0,0005365	0,0000006	0,0003205	0,0094080	0,0009223
210,00	8	0,0748	0,0005502	0,0470000	0,0000319	0,0270000	0,0001180	0,0000331
210,00	9	0,0672	0,0008809	0,0000230	0,0000007	0,0000134	0,0000848	0,0460000
210,00	10	0,0553	0,0000000	0,0000006	0,2320000	0,0150000	0,0007103	0,0000000
210,00	11	0,0547	0,0000011	0,0000000	0,0000087	0,0000056	0,0790000	0,0000000
210,00	12	0,0538	0,0000000	0,0000006	0,0730000	0,0054380	0,0000198	0,0000000
262,50	1	0,4738	0,1600000	0,6310000	0,0000027	0,0480000	0,0044550	0,0240000
262,50	2	0,4705	0,6440000	0,1710000	0,0000006	0,0130000	0,0180000	0,0025050
262,50	3	0,4172	0,0130000	0,0140000	0,0000002	0,0009492	0,0004217	0,7920000
262,50	4	0,1417	0,0550000	0,0620000	0,0000159	0,0930000	0,0320000	0,0033660
262,50	5	0,1411	0,0620000	0,0580000	0,0000130	0,0880000	0,0360000	0,0001171
262,50	6	0,1257	0,0022380	0,0010210	0,0000012	0,0017770	0,0015990	0,1160000
262,50	7	0,0751	0,0460000	0,0006403	0,0000007	0,0003839	0,0094570	0,0010510
262,50	8	0,0746	0,0006607	0,0470000	0,0000331	0,0270000	0,0001435	0,0000343
262,50	9	0,0671	0,0010270	0,0000314	0,0000009	0,0000203	0,0001112	0,0460000
262,50	10	0,0553	0,0000000	0,0000007	0,2320000	0,0150000	0,0007105	0,0000000
262,50	11	0,0547	0,0000010	0,0000000	0,0000086	0,0000055	0,0790000	0,0000000
262,50	12	0,0538	0,0000010	0,0000000	0,0000086	0,0000055	0,0790000	0,0000000

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 29: Periodos y participación modal para el edificio B.								
f'c (kg/cm²)	Modo	T (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
210,00	1	0,5478	0,0000284	0,7850000	0,0000000	0,0860000	0,0000011	0,0280000
210,00	2	0,5250	0,8180000	0,0000558	0,0000002	0,0000061	0,0320000	0,0001221
210,00	3	0,4816	0,0001493	0,0280000	0,0000000	0,0030890	0,0000065	0,7880000
210,00	4	0,1687	0,0000058	0,1090000	0,0000002	0,2510000	0,0000048	0,0041640
210,00	5	0,1627	0,1100000	0,0000106	0,0000021	0,0000244	0,0970000	0,0000150
210,00	6	0,1490	0,0000193	0,0042180	0,0000000	0,0098630	0,0000200	0,1070000
210,00	7	0,0908	0,0000055	0,0430000	0,0000003	0,0280000	0,0000018	0,0019360
210,00	8	0,0886	0,0440000	0,0000082	0,0000022	0,0000052	0,0120000	0,0000045
210,00	9	0,0809	0,0000071	0,0019520	0,0000000	0,0012020	0,0000008	0,0420000
210,00	10	0,0615	0,0000000	0,0000100	0,2790000	0,0000228	0,0110000	0,0000005
210,00	11	0,0602	0,0000063	0,0210000	0,0000869	0,0610000	0,0000003	0,0010300
210,00	12	0,0599	0,0001219	0,0000038	0,0001236	0,0000116	0,0510000	0,0000000
262,50	1	0,5477	0,0000258	0,7850000	0,0000000	0,0860000	0,0000010	0,0290000
262,50	2	0,5249	0,8180000	0,0000506	0,0000003	0,0000056	0,0320000	0,0001078
262,50	3	0,4812	0,0001315	0,0280000	0,0000000	0,0031440	0,0000058	0,7880000
262,50	4	0,1686	0,0000041	0,1090000	0,0000002	0,2510000	0,0000033	0,0045020
262,50	5	0,1625	0,1100000	0,0000075	0,0000023	0,0000175	0,0970000	0,0000095
262,50	6	0,1487	0,0000130	0,0045410	0,0000000	0,0110000	0,0000134	0,1060000
262,50	7	0,0908	0,0000048	0,0430000	0,0000003	0,0270000	0,0000016	0,0020830
262,50	8	0,0885	0,0440000	0,0000073	0,0000026	0,0000046	0,0120000	0,0000035
262,50	9	0,0807	0,0000060	0,0020770	0,0000000	0,0012780	0,0000007	0,0420000
262,50	10	0,0615	0,0000000	0,0000092	0,2790000	0,0000206	0,0110000	0,0000005
262,50	11	0,0602	0,0000040	0,0210000	0,0000769	0,0600000	0,0000002	0,0011610
262,50	12	0,0599	9,03E-05	4,71E-06	0,000126	0,000014	5,20E-02	1,21E-08

Fuente: (SAP2000)

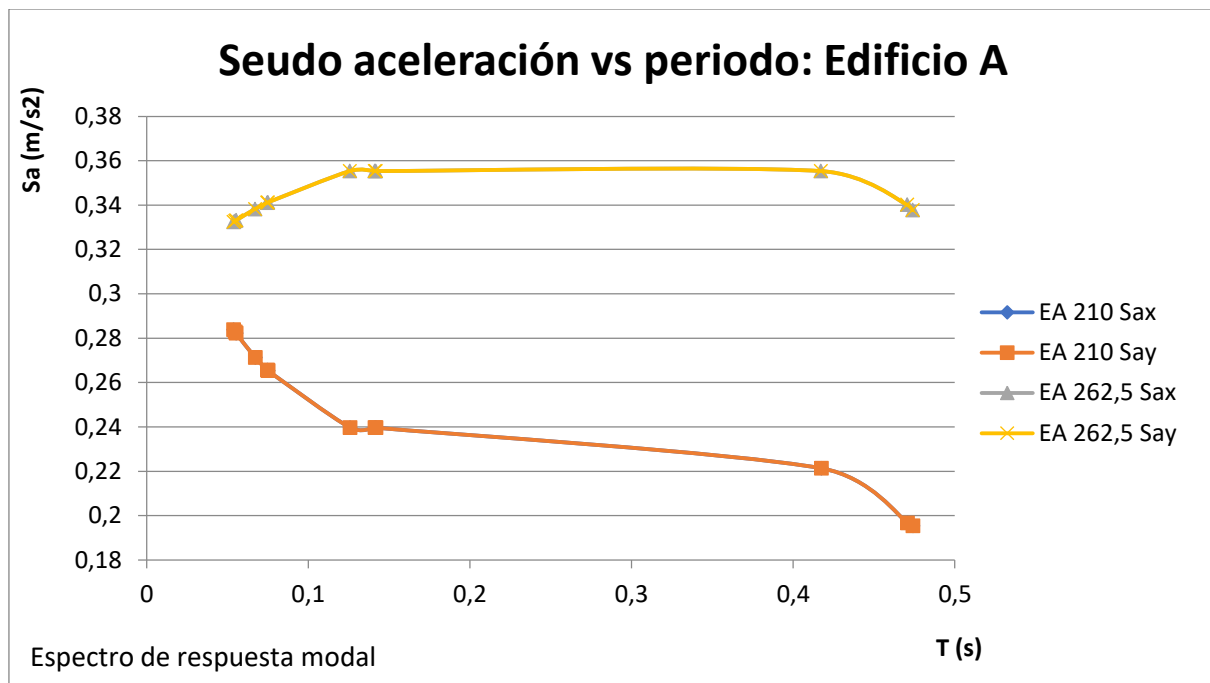


Figura 49. Gráfico 1. Relación de la pseudoaceleración (S_a) con el periodo (T) para el Edificio A..

Fuente: (SAP2000)

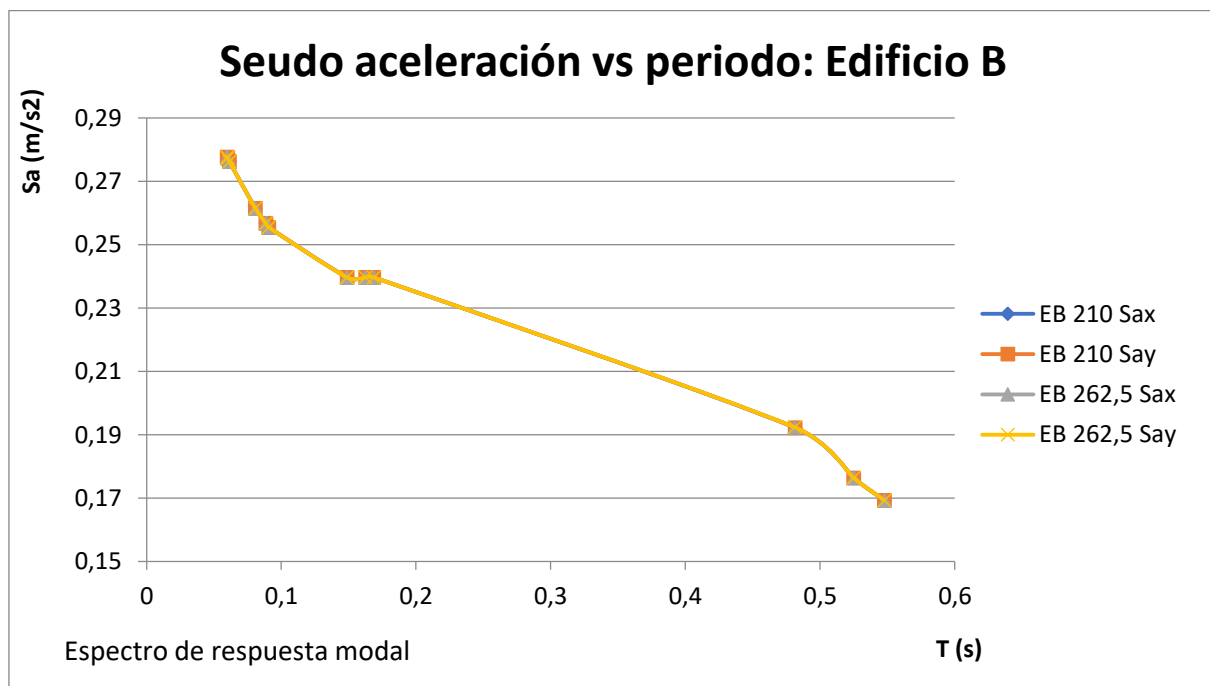


Figura 50. Gráfico 2. Relación de la pseudoaceleración (S_a) con el periodo (T) para el Edificio B.

Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m
AMEx	21575,62	14794,9	123774,98	181491,44
AMEy	14794,9	21121,34	178181,83	123779,88

Figura 51. Cortantes basales dinámico Edificio A f'c 210 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m
AMEx	36940,14	25659,92	216095,82	312157,97
AMEy	25659,92	36152,32	306523,88	216089,39

Figura 52. Cortantes basales dinámico Edificio A f'c 262,5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m
AMEx	32631,73	341,63	3371,04	334542,15
AMEy	341,63	30209,51	310085,34	3999,09

Figura 53. Cortantes basales dinámico Edificio B f'c 210 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m
AMEx	32648,4	323,57	3205,27	334689,87
AMEy	323,57	30190,01	309898,7	3795,72

Figura 54. Cortantes basales dinámico Edificio B f'c 262,5 kg/cm².
Fuente: (SAP2000)

Desplazamientos y derivas.

Edificio A

Cuadro 30. Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio A según carga sísmica.				
Patrón	Carga sísmica X (δ_{eCSx})		Carga sísmica Y (δ_{eCSy})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,2200 cm	0,3726 cm	0,2317 cm	0,3922 cm
2	0,5686 cm	0,9612 cm	0,5940 cm	1,0054 cm
3	0,8588 cm	1,4526 cm	0,8957 cm	1,5131 cm
Azotea	1,0330 cm	1,7476 cm	1,0778 cm	1,8220 cm

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 31. Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio A según A. Modal Espectral.				
Patrón	Modal espectral X (δ_{eAMEx})		Modal espectral Y (δ_{eAMEy})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0273 cm	0,0468 cm	0,0320 cm	0,0547 cm
2	0,0704 cm	0,1204 cm	0,0835 cm	0,1429 cm
3	0,1059 cm	0,1813 cm	0,1268 cm	0,2172 cm
Azotea	0,1268 cm	0,2170 cm	0,1532 cm	0,2623 cm

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 32. Desplazamientos elásticos absolutos (Δ_{ei}) según carga sísmica para Edificio A.				
Patrón	Carga sísmica X (Δ_{eCSx})		Carga sísmica Y (Δ_{eCSy})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0007 m	0,0012 m	0,0008 m	0,0013 m
2	0,0009 m	0,0016 m	0,0010 m	0,0017 m
3	0,0010 m	0,0016 m	0,0010 m	0,0017 m
Azotea	0,0009 m	0,0015 m	0,0009 m	0,0015 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

:

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Cuadro 33. Desplazamientos elásticos absolutos (Δ_{ei}) según A. Modal Espectral para Edificio A.

Patrón	Modal espectral X (Δ_{iAMEX}^e)		Modal espectral Y (Δ_{iAMEY}^e)	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0001 m	0,0002 m	0,0001 m	0,0002 m
2	0,0001 m	0,0002 m	0,0001 m	0,0002 m
3	0,0001 m	0,0002 m	0,0001 m	0,0002 m
Azotea	0,0001 m	0,0002 m	0,0001 m	0,0002 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 34. Deriva inelástica relativa (Δ_i) según carga sísmica para Edificio A.

Patrón	Carga sísmica X (Δ_{iCSX})		Carga sísmica Y (Δ_{iCSY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0088 m	0,0075 m	0,0093 m	0,0078 m
2	0,0114 m	0,0096 m	0,0119 m	0,0101 m
3	0,0115 m	0,0097 m	0,0119 m	0,0101 m
Azotea	0,0103 m	0,0087 m	0,0108 m	0,0091 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 35. Deriva inelástica relativa (Δ_i) según A. modal espectral para Edificio A.

Patrón	Modal espectral X (Δ_{iAMEX})		Modal espectral Y (Δ_{iAMEY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0011	0,0009	0,0013	0,0011
2	0,0014	0,0012	0,0017	0,0014
3	0,0014	0,0012	0,0017	0,0014
Azotea	0,0013	0,0011	0,0015	0,0013

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 36. Límite superior de la deriva inelástica (Δ/H) según carga sísmica para el edificio A				
Patrón	Carga sísmica X (Δ/H_{CSX})		Carga sísmica Y (Δ/H_{CSY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0029 m	0,0025 m	0,0031 m	0,0026 m
2	0,0019 m	0,0016 m	0,0020 m	0,0017 m
3	0,0013 m	0,0011 m	0,0013 m	0,0011 m
Azotea	0,0009 m	0,0007 m	0,0009 m	0,0008 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 37. Límite superior de la deriva inelástica (Δ/H) según Análisis modal espectral para el edificio A.				
Patrón	Modal espectral X (Δ/H_{AMEX})		Modal espectral Y (Δ/H_{AMEY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0004 m	0,0003 m	0,0004 m	0,0004 m
2	0,0002 m	0,0002 m	0,0003 m	0,0002 m
3	0,0002 m	0,0001 m	0,0002 m	0,0002 m
Azotea	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Edificio B

Cuadro 38. Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio B según carga sísmica.				
Patrón	Carga sísmica X (δ_{eCSX})		Carga sísmica Y (δ_{eCSY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,1930 cm	0,1930 cm	0,2441 cm	0,2441 cm
2	0,4981 cm	0,4981 cm	0,6373 cm	0,6373 cm
3	0,7710 cm	0,7769 cm	1,0009 cm	1,0010 cm
4	0,9814 cm	0,9804 cm	1,2708 cm	1,2712 cm
Azotea	1,0957 cm	1,0948 cm	1,4272 cm	1,4273 cm

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 39. Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio B según A. Modal Espectral.

Patrón	Modal espectral X ($\delta_{e\ AMEx}$)		Modal espectral Y ($\delta_{e\ AMEy}$)	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0288 cm	0,0288 cm	0,0370 cm	0,0368 cm
2	0,0740 cm	0,0741 cm	0,0962 cm	0,0957 cm
3	0,1148 cm	0,1149 cm	0,1502 cm	0,1495 cm
4	0,1400 cm	0,1442 cm	0,1895 cm	0,1888 cm
Azotea	0,1600 cm	0,1604 cm	0,2119 cm	0,2112 cm

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 40. Desplazamientos elásticos absolutos (Δ_{ei}) según carga sísmica para Edificio B

Patrón	Carga sísmica X ($\Delta_{i\ CSx}^e$)		Carga sísmica Y ($\Delta_{i\ CSy}^e$)	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0006 m	0,0006 m	0,0008 m	0,0008 m
2	0,0008 m	0,0008 m	0,0011 m	0,0011 m
3	0,0009 m	0,0009 m	0,0011 m	0,0011 m
4	0,0008 m	0,0008 m	0,0011 m	0,0011 m
Azotea	0,0007 m	0,0007 m	0,0010 m	0,0010 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 41. Desplazamientos elásticos absolutos (Δ_{ei}) según A. Modal Espectral para Edificio A

Patrón	Modal espectral X ($\Delta_{i\ AMEx}^e$)		Modal espectral Y ($\Delta_{i\ AMEy}^e$)	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m
2	0,0001 m	0,0001 m	0,0002 m	0,0002 m
3	0,0001 m	0,0001 m	0,0002 m	0,0002 m
4	0,0001 m	0,0001 m	0,0002 m	0,0002 m
Azotea	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 42. Deriva inelástica relativa (Δ_i) según carga sísmica para Edificio A.				
Patrón	Carga sísmica X (Δ_{iCSX})		Carga sísmica Y (Δ_{iCSY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0077 m	0,0077 m	0,0098 m	0,0098 m
2	0,0100 m	0,0100 m	0,0127 m	0,0127 m
3	0,0103 m	0,0104 m	0,0133 m	0,0133 m
4	0,0098 m	0,0098 m	0,0127 m	0,0127 m
Azotea	0,0088 m	0,0088 m	0,0114 m	0,0114 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 43. Deriva inelástica relativa (Δ_i) según A. modal espectral para Edificio A				
Patrón	Modal espectral X (Δ_{iAMEX})		Modal espectral Y (Δ_{iAMEY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0012 m	0,0012 m	0,0015 m	0,0015 m
2	0,0015 m	0,0015 m	0,0019 m	0,0019 m
3	0,0015 m	0,0015 m	0,0020 m	0,0020 m
4	0,0014 m	0,0014 m	0,0019 m	0,0019 m
Azotea	0,0013 m	0,0013 m	0,0017 m	0,0017 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 44. Límite superior de la deriva inelástica (Δ/H) según carga sísmica para el edificio A				
Patrón	Carga sísmica X (Δ/H_{CSX})		Carga sísmica Y (Δ/H_{CSY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0026 m	0,0026 m	0,0033 m	0,0033 m
2	0,0017 m	0,0017 m	0,0021 m	0,0021 m
3	0,0011 m	0,0012 m	0,0015 m	0,0015 m
4	0,0008 m	0,0008 m	0,0011 m	0,0011 m
Azotea	0,0006 m	0,0006 m	0,0008 m	0,0008 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Cuadro 45. Límite superior de la deriva inelástica (Δ/H) según Análisis modal espectral para el edificio A.				
Patrón	Modal espectral X (Δ/H_{AMEX})		Modal espectral Y (Δ/H_{AMEY})	
PISO	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)	f'c 210,00 (kg/cm ²)	f'c 262,50 (kg/cm ²)
1	0,0004 m	0,0004 m	0,0005 m	0,0005 m
2	0,0002 m	0,0002 m	0,0003 m	0,0003 m
3	0,0002 m	0,0002 m	0,0002 m	0,0002 m
4	0,0001 m	0,0001 m	0,0002 m	0,0002 m
Azotea	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m	0,0001 m

Fuente: (Microsoft Excel 2018)

Cuadro 46. Desplazamientos máximos Edificio A f'c 210 kg/cm ²															
Combinaciones	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (m)	Px	Py	Piso	Hx (m)	Hy (m)	μ	SR	Δ^e_{ix} (m)	Δ^e_{iy} (m)	Δ_{ix} (m)	Δ_{iy} (m)	Δ_{ix}/H	Δ_{iy}/H
0.95CM+AMEx	0,13	0,11	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0011	0,00011	0,00009
0.95CM+AMEy	0,10	0,17	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0001	0,0010	0,0017	0,00008	0,00015
0.95CM+CSx	1,04	0,41	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0009	0,0003	0,0104	0,0041	0,00086	0,00034
0.95CM+CSy	0,34	1,09	D6	D6	4	12	12	6	2	0,0003	0,0009	0,0034	0,0109	0,00028	0,00091
0.95CM-AMEx	0,13	0,11	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0011	0,00011	0,00009
0.95CM-AMEy	0,10	0,17	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0001	0,0010	0,0017	0,00008	0,00015
0.95CM-CSx	1,03	0,00	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0009	-	0,0103	-	0,00086	-
0.95CM-CSy	0,34	0,00	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0003	-	0,0034	-	0,00028	-
1.05CM+0.5CV+AMEx	0,13	0,12	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0012	0,00011	0,00010
1.05CM+0.5CV+AMEy	0,10	0,18	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0002	0,0010	0,0018	0,00008	0,00015
1.05CM+0.5CV+CSx	1,04	0,42	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0009	0,0003	0,0104	0,0042	0,00087	0,00035
1.05CM+0.5CV+CSy	0,34	1,10	D6	D6	4	12	12	6	2	0,0003	0,0009	0,0034	0,0110	0,00028	0,00091
1.05CM+0.5CV-AMEx	0,13	0,12	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0012	0,00011	0,00010
1.05CM+0.5CV-AMEy	0,10	0,18	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0001	0,0002	0,0010	0,0018	0,00008	0,00015
1.05CM+0.5CV-CSx	1,03	0,00	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0009	-	0,0103	-	0,00086	-
1.05CM+0.5CV-CSy	0,34	0,00	D6	D6	4	12	12	6	2	0,0003	-	0,0034	-	0,00028	-
1.2CM+1.6CV	0,01	0,04	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0000	0,0000	0,0001	0,0004	0,00001	0,00003
1.4CM	0,01	0,03	C1	A5	4	12	12	6	2	0,0000	0,0000	0,0001	0,0003	0,00001	0,00003

Fuente: (SAP2000)

δ_{ex} , δ_{ey} : Desplazamientos inelásticos absolutos con respecto al eje x y al eje y.

Px, Py: Puntos de ubicación en planta según figuras 13 al 23 según el edificio que corresponda.

Hx, Hy: Cota de altura con respecto al eje x y al eje y.

U: Ductilidad global asignada.

SR: Factor de sobre resistencia.

Δ^e_{ix} , Δ^e_{iy} : Desplazamientos elásticos absolutos

Δ_{ix} , Δ_{iy} : Deriva inelástica relativa

Cuadro 47. Desplazamientos máximos Edificio A f'c 262,5 kg/cm ²															
Combinaciones	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (m)	Px	Py	Piso	Hx (m)	Hy (m)	μ	SR	Δ^e_{ix} (m)	Δ^e_{iy} (m)	Δ_{ix} (m)	Δ_{iy} (m)	Δ_{ix}/H	Δ_{iy}/H
0.95CM+AMEx	0,22	0,18	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0002	0,0002	0,0011	0,0009	0,00009	0,00008
0.95CM+AMEy	0,17	0,29	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0001	0,0002	0,0009	0,0014	0,00007	0,00012
0.95CM+CSx	1,75	0,68	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0015	0,0006	0,0088	0,0034	0,00073	0,00029
0.95CM+CSy	0,57	1,84	D6	D6	4	12	12	3	2	0,0005	0,0015	0,0028	0,0092	0,00024	0,00076
0.95CM-AMEx	0,22	0,18	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0002	0,0002	0,0011	0,0009	0,00009	0,00008
0.95CM-AMEy	0,17	0,29	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0001	0,0002	0,0009	0,0014	0,00007	0,00012
0.95CM-CSx	1,74	0,00	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0015	-	0,0087	-	0,00073	-
0.95CM-CSy	0,57	0,00	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0005	-	0,0029	-	0,00024	-
1.05CM+0.5CV+AMEx	0,22	0,19	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0002	0,0002	0,0011	0,0009	0,00009	0,00008
1.05CM+0.5CV+AMEy	0,17	0,29	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0001	0,0002	0,0009	0,0015	0,00007	0,00012
1.05CM+0.5CV+CSx	1,75	0,69	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0015	0,0006	0,0088	0,0035	0,00073	0,00029
1.05CM+0.5CV+CSy	0,57	1,84	D6	D6	4	12	12	3	2	0,0005	0,0015	0,0028	0,0092	0,00024	0,00077
1.05CM+0.5CV-AMEx	0,22	0,19	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0002	0,0002	0,0011	0,0009	0,00009	0,00008
1.05CM+0.5CV-AMEy	0,17	0,29	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0001	0,0002	0,0009	0,0015	0,00007	0,00012
1.05CM+0.5CV-CSx	1,74	0,00	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0015	-	0,0087	-	0,00073	-
1.05CM+0.5CV-CSy	0,57	0,00	D6	D6	4	12	12	3	2	0,0005	-	0,0029	-	0,00024	-
1.2CM+1.6CV	0,01	0,04	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,00000	0,00002
1.4CM	0,01	0,03	C1	A5	4	12	12	3	2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,00000	0,00001

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 48. Desplazamientos máximos Edificio B f'c 210 kg/cm ²															
Combinaciones	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (cm)	Px	Py	Piso	Hx (m)	Hy (m)	μ	SR	Δ^e_{ix} (m)	Δ^e_{iy} (m)	Δ_{ix} (m)	Δ_{iy} (m)	Δ_{ix}/H	Δ_{iy}/H
0.95CM+AMEx	0,17	0,00	D7	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0001	-	0,0013	-	0,00009	-
0.95CM+AMEy	0,03	0,21	D5	D7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
0.95CM+CSx	1,10	0,36	A6	C1	5	15,00	15,00	6	2	0,0007	0,0002	0,0088	0,0029	0,00059	0,00019
0.95CM+CSy	0,44	1,43	D5	B7	5	15,00	15,00	6	2	0,0003	0,0010	0,0035	0,0114	0,00024	0,00076
0.95CM-AMEx	0,17	0,00	D5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0001	-	0,0013	-	0,00009	-
0.95CM-AMEy	0,03	0,21	D5	C7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
0.95CM-CSx	1,09	0,00	D5	N	5	15,00	15,00	6	2	0,0007	-	0,0087	-	0,00058	-
0.95CM-CSy	0,43	0,00	N	N	5	15,00	15,00	6	2	0,0003	-	0,0035	-	0,00023	-
1.05CM+0.5CV+AMEx	0,17	0,00	D5	N	5	15,00	15,00	6	2	0,0001	0,0000	0,0013	0,0000	0,00009	0,00000
1.05CM+0.5CV+AMEy	0,03	0,21	D5	C7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
1.05CM+0.5CV+CSx	1,10	0,36	C5	C1	5	15,00	15,00	6	2	0,0007	0,0002	0,0088	0,0029	0,00059	0,00019
1.05CM+0.5CV+CSy	0,44	1,43	C5	A6	5	15,00	15,00	6	2	0,0003	0,0010	0,0035	0,0114	0,00024	0,00076
1.05CM+0.5CV-AMEx	0,17	0,00	A6	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0001	-	0,0013	-	0,00009	-
1.05CM+0.5CV-AMEy	0,03	0,21	D5	C7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
1.05CM+0.5CV-CSx	1,09	0,00	C5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0007	-	0,0087	-	0,00058	-
1.05CM+0.5CV-CSy	0,43	0,00	C5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0003	-	0,0035	-	0,00023	-
1.2CM+1.6CV	0,01	0,00	D5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0000	-	0,0001	-	0,00000	-
1.4CM	0,01	0,00	D5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0000	-	0,0000	-	0,00000	-

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 49. Desplazamientos máximos Edificio B f'c 262,5 kg/cm ²															
Combinaciones	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (cm)	Px	Py	Piso	Hx (m)	Hy (m)	μ	SR	Δ^e_{ix} (m)	Δ^e_{iy} (m)	Δ_{ix} (m)	Δ_{iy} (m)	Δ_{ix}/H	Δ_{iy}/H
0.95CM+AMEx	0,17	0,00	D7	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0001	-	0,0013	-	0,00009	-
0.95CM+AMEy	0,03	0,21	D5	D7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
0.95CM+CSx	1,10	0,36	A6	C1	5	15,00	15,00	6	2	0,0007	0,0002	0,0088	0,0029	0,00059	0,00019
0.95CM+CSy	0,44	1,43	D5	B7	5	15,00	15,00	6	2	0,0003	0,0010	0,0035	0,0114	0,00024	0,00076
0.95CM-AMEx	0,17	0,00	D5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0001	-	0,0013	-	0,00009	-
0.95CM-AMEy	0,03	0,21	D5	C7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
0.95CM-CSx	0,00	0,00	D5	N	5	15,00	15,00	6	2	-	-	-	-	-	-
0.95CM-CSy	0,00	0,00	N	N	5	15,00	15,00	6	2	-	-	-	-	-	-
1.05CM+0.5CV+AMEx	0,17	0,00	D5	N	5	15,00	15,00	6	2	0,0001	0,0000	0,0013	0,0000	0,00009	0,00000
1.05CM+0.5CV+AMEy	0,03	0,21	D5	C7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
1.05CM+0.5CV+CSx	1,10	0,36	C5	C1	5	15,00	15,00	6	2	0,0007	0,0002	0,0088	0,0029	0,00059	0,00019
1.05CM+0.5CV+CSy	0,44	1,43	C5	A6	5	15,00	15,00	6	2	0,0003	0,0010	0,0035	0,0114	0,00024	0,00076
1.05CM+0.5CV-AMEx	0,17	0,00	A6	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0001	-	0,0013	-	0,00009	-
1.05CM+0.5CV-AMEy	0,03	0,21	D5	C7	5	15,00	15,00	6	2	0,0000	0,0001	0,0003	0,0017	0,00002	0,00011
1.05CM+0.5CV-CSx	1,09	0,00	C5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0007	-	0,0087	-	0,00058	-
1.05CM+0.5CV-CSy	0,43	0,00	C5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0003	-	0,0035	-	0,00023	-
1.2CM+1.6CV	0,01	0,00	D5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0000	-	0,0001	-	0,00000	-
1.4CM	0,01	0,00	D5	N	5	15,00	0,00	6	2	0,0000	-	0,0000	-	0,00000	-

Fuente: (SAP2000)

Diseño: elementos estructurales

Cuadro 50. Cargas últimas máximas para el Edificio A		
f'c	210,00 kg/cm ²	262,50 kg/cm ²
Momento mayor (Mu ₂) ⁺	22,70 Ton-m	37,61 Ton-m
Momento menor (Mu ₁) ⁻	22,25 Ton-m	36,76 Ton-m
Torsión (Tu)	0,12 Ton-m	0,20 Ton-m
Carga axial (Pu)	179,78 Ton	179,78 Ton
Cortante (Vu)	11,28 Ton	18,19 Ton

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 51. Cargas últimas máximas para el Edificio B		
f'c	210,00 kg/cm ²	262,50 kg/cm ²
Momento mayor (Mu ₂) ⁺	22,98 Ton-m	22,98 Ton-m
Momento menor (Mu ₁) ⁻	22,95 Ton-m	22,95 Ton-m
Torsión (Tu)	0,22 Ton-m	0,22 Ton-m
Carga axial (Pu)	201,97 Ton	201,97 Ton
Cortante (Vu)	11,94 Ton	11,94 Ton

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 52. Cargas nominales para el Edificio A		
f'c	210,00 kg/cm ²	262,50 kg/cm ²
Momento menor ϕM_n	79,37 Ton-m	90,16 Ton-m
Torsión ϕT_n	1,58 Ton-m	1,77 Ton-m
Carga axial ϕP_n	414,20 Ton	496,85 Ton
Cortante ϕV_n	97,91 Ton	109,47 Ton

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 53 .Cargas nominales para el Edificio B		
f'c	210,00 kg/cm ²	262,50 kg/cm ²
Momento menor ϕM_n	79,37 Ton-m	90,16 Ton-m
Torsión ϕT_n	1,58 Ton-m	1,77 Ton-m
Carga axial ϕP_n	414,20 Ton	496,85 Ton
Cortante ϕV_n	97,91 Ton	109,47 Ton

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 54. Detalle de cargas últimas máximas para la columna D2 del edificio A según combinaciones del CSCR 2010.										
f'c	210,00 kg/cm ²					262,50 kg/cm ²				
Comb CSCR 2010	M _{u2+y}	M _{u2+x}	Tu	Pu	Vu	M _{u2+y}	M _{u2+x}	Tu	Pu	Vu
CP+CT	Ton-m		Ton			Ton-m			Ton	
1.4CM	1,73	2,79	0,01	22,27	1,41	1,84	2,96	0,01	22,30	1,49
1.2CM+1.6CV	2,19	3,18	0,01	23,28	1,52	2,32	3,37	0,01	23,31	1,60
SISMO	Ton-m		Ton			Ton-m			Ton	
1.05CM+0.5CV-CSy	9,62	3,79	0,07	26,08	4,81	16,12	5,84	0,13	31,79	8,04
1.05CM+0.5CV-CSx	4,35	8,60	0,08	23,77	4,69	6,77	14,36	0,15	27,88	7,37
1.05CM+0.5CV+CSy	6,58	1,54	0,07	9,95	3,40	12,90	3,51	0,12	4,28	6,56
1.05CM+0.5CV+CSx	0,74	6,35	0,08	12,26	2,38	1,80	12,03	0,16	8,19	4,94
0.95CM-CSy	9,28	3,64	0,07	23,18	4,66	15,76	5,69	0,13	28,89	7,88
0.95CM-CSx	4,01	8,46	0,08	20,87	4,49	6,41	14,22	0,15	24,98	7,17
0.95CM+CSy	6,93	1,68	0,07	7,05	3,55	13,26	3,66	0,12	1,37	6,72
0.95CM+CSx	1,66	6,50	0,08	9,35	2,57	3,90	12,18	0,16	5,29	5,15
MODAL ESPECTRAL	Ton-m		Ton			Ton-m			Ton	
1.05CM+0.5CV-AMEy	2,75	2,63	0,04	19,16	1,43	3,85	2,96	0,08	20,01	1,87
1.05CM+0.5CV-AMEx	2,30	2,75	0,03	18,61	1,59	3,05	3,18	0,06	19,07	1,98
1.05CM+0.5CV+AMEy	2,75	2,63	0,04	19,16	1,43	3,85	2,96	0,08	20,01	1,87
1.05CM+0.5CV+AMEx	2,30	2,75	0,03	18,61	1,59	3,05	3,18	0,06	19,07	1,98
0.95CM-AMEy	2,41	2,18	0,04	16,26	1,23	3,48	2,49	0,08	17,11	1,71
0.95CM-AMEx	1,96	2,31	0,03	15,71	1,40	2,68	2,70	0,06	16,16	1,78
0.95CM+AMEy	2,41	2,18	0,04	16,26	1,23	3,48	2,49	0,08	17,11	1,71
0.95CM+AMEx	1,96	2,31	0,03	15,71	1,40	2,68	2,70	0,06	16,16	1,78

Fuente: (SAP2000)

Cuadro 55. Detalle de cargas últimas máximas para la columna C2 del edificio B según combinaciones del CSCR 2010.										
f'c	210,00 kg/cm ²					262,50 kg/cm ²				
Comb CSCR 2010	M _{u2+y}	M _{u2+x}	Tu	Pu	Vu	M _{u2+y}	M _{u2+x}	Tu	Pu	Vu
CP+CT	Ton-m			Ton		Ton-m			Ton	
1.4CM	1,608	1,494	1E-04	28,4	0,828	1,75	1,59	4E-04	28,44	0,874
1.2CM+1.6CV	2,097	2,167	2E-04	34,91	1,199	2,285	2,304	5E-04	34,95	1,265
SISMO	Ton-m			Ton		Ton-m			Ton	
1.05CM+0.5CV-CSy	7,68	3,36	0,15	27,54	3,86	8,075	3,557	0,166	27,64	4,016
1.05CM+0.5CV-CSx	2,69	8,04	0,01	28,98	3,94	2,837	8,508	0,005	29,07	4,126
1.05CM+0.5CV+CSy	8,37	0,69	0,14	19,13	5,00	2,239	1,453	0,042	23,78	1,247
1.05CM+0.5CV+CSx	3,38	5,38	0,01	17,69	2,46	1,508	2,498	0,003	24,07	1,298
0.95CM-CSy	7,69	3,04	0,15	23,48	3,96	8,817	0,726	0,165	19,08	5,25
0.95CM-CSx	2,71	7,72	0,01	24,92	3,76	3,579	5,677	0,006	17,66	2,571
0.95CM+CSy	8,35	1,01	0,14	15,07	4,90	2,239	1,453	0,042	23,78	1,247
0.95CM+CSx	3,37	5,70	0,01	13,63	2,64	1,508	2,498	0,003	24,07	1,298
MODAL ESPECTRAL	Ton-m			Ton		Ton-m			Ton	
1.05CM+0.5CV-AMEy	2,09	1,37	0,04	23,74	1,17	8,093	3,22	0,166	23,58	4,12
1.05CM+0.5CV-AMEx	1,39	2,36	0,00	24,04	1,23	2,856	8,171	0,005	25	3,941
1.05CM+0.5CV+AMEy	2,09	1,37	0,04	23,74	1,17	1,946	1,116	0,042	19,71	1,143
1.05CM+0.5CV+AMEx	1,39	2,36	0,00	24,04	1,23	1,215	2,161	0,003	20	1,113
0.95CM-AMEy	1,83	1,05	0,04	19,68	1,08	8,798	1,062	0,165	15,02	5,147
0.95CM-AMEx	1,12	2,04	0,00	19,98	1,06	3,561	6,013	0,006	13,59	2,756
0.95CM+AMEy	1,83	1,05	0,04	19,68	1,08	1,946	1,116	0,042	19,71	1,143
0.95CM+AMEx	1,12	2,04	0,00	19,98	1,06	1,215	2,161	0,003	20	1,113

Fuente: (SAP2000)

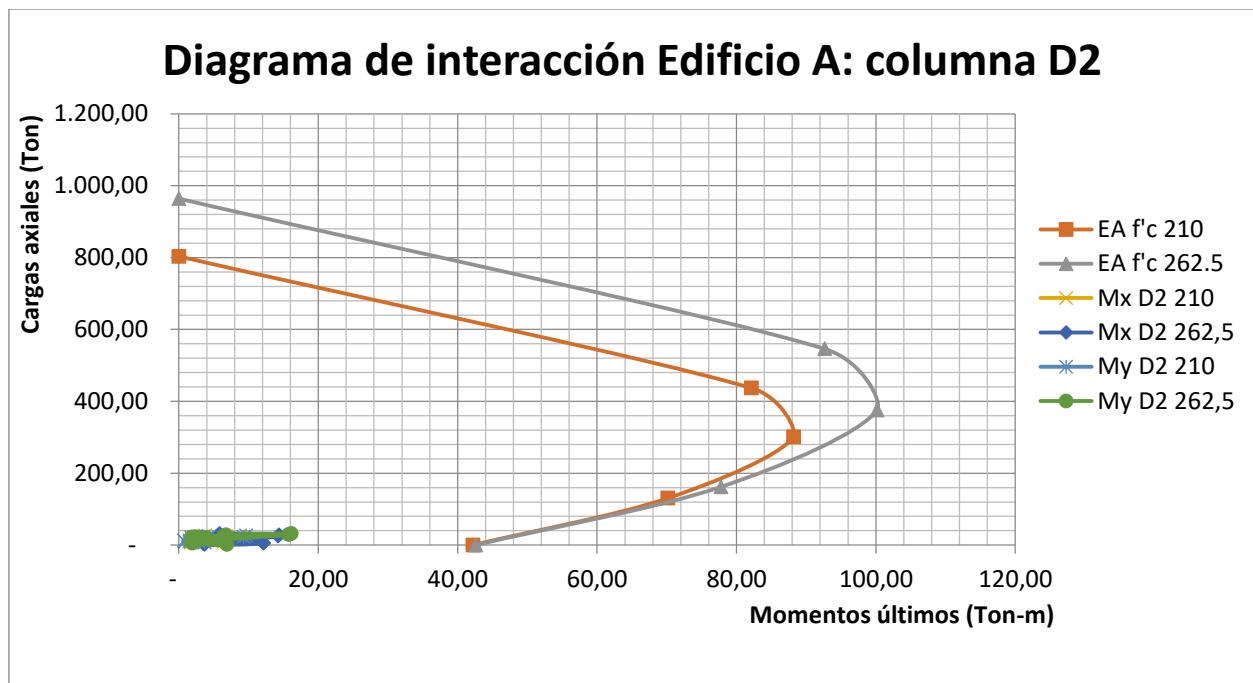


Figura 55. Gráfico 3 Diagrama de interacción para la columna D2.del segundo entrespiso del Edificio A
Fuente: (Microsoft Excel 2018) (SAP2000)

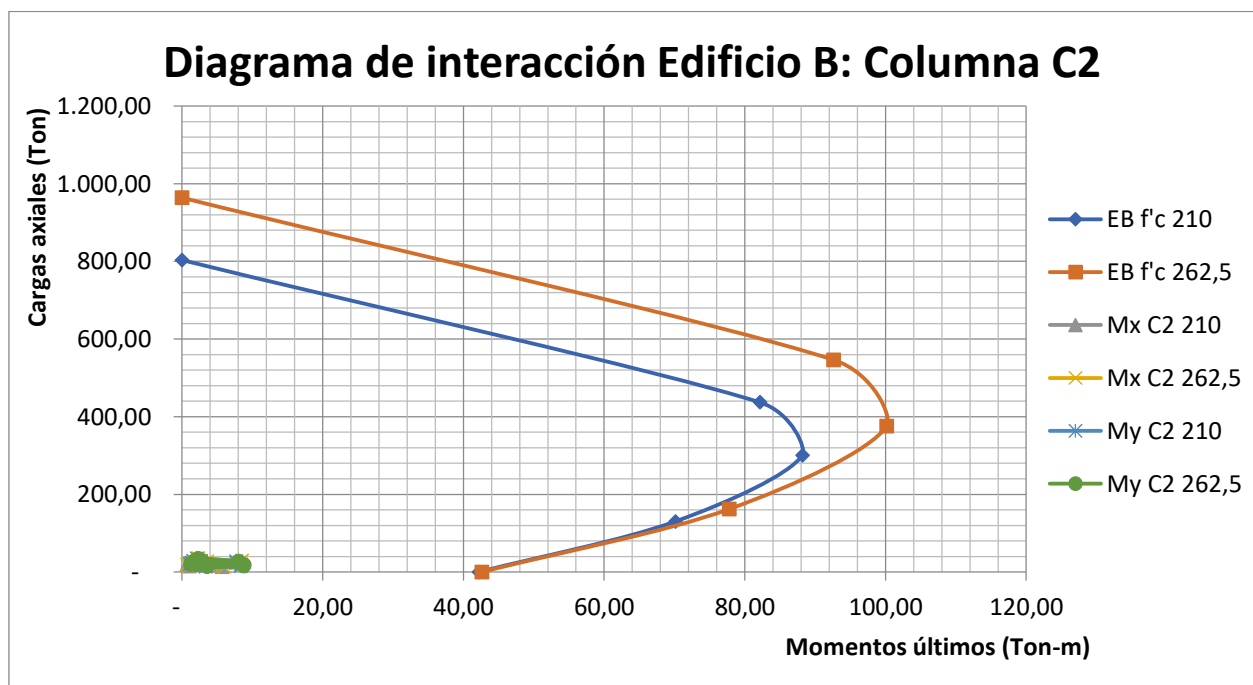


Figura 56. Gráfico 4 Diagrama de interacción para la columna C2.del tercer entrespiso del Edificio B.
Fuente: (Microsoft Excel 2018) (SAP2000)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

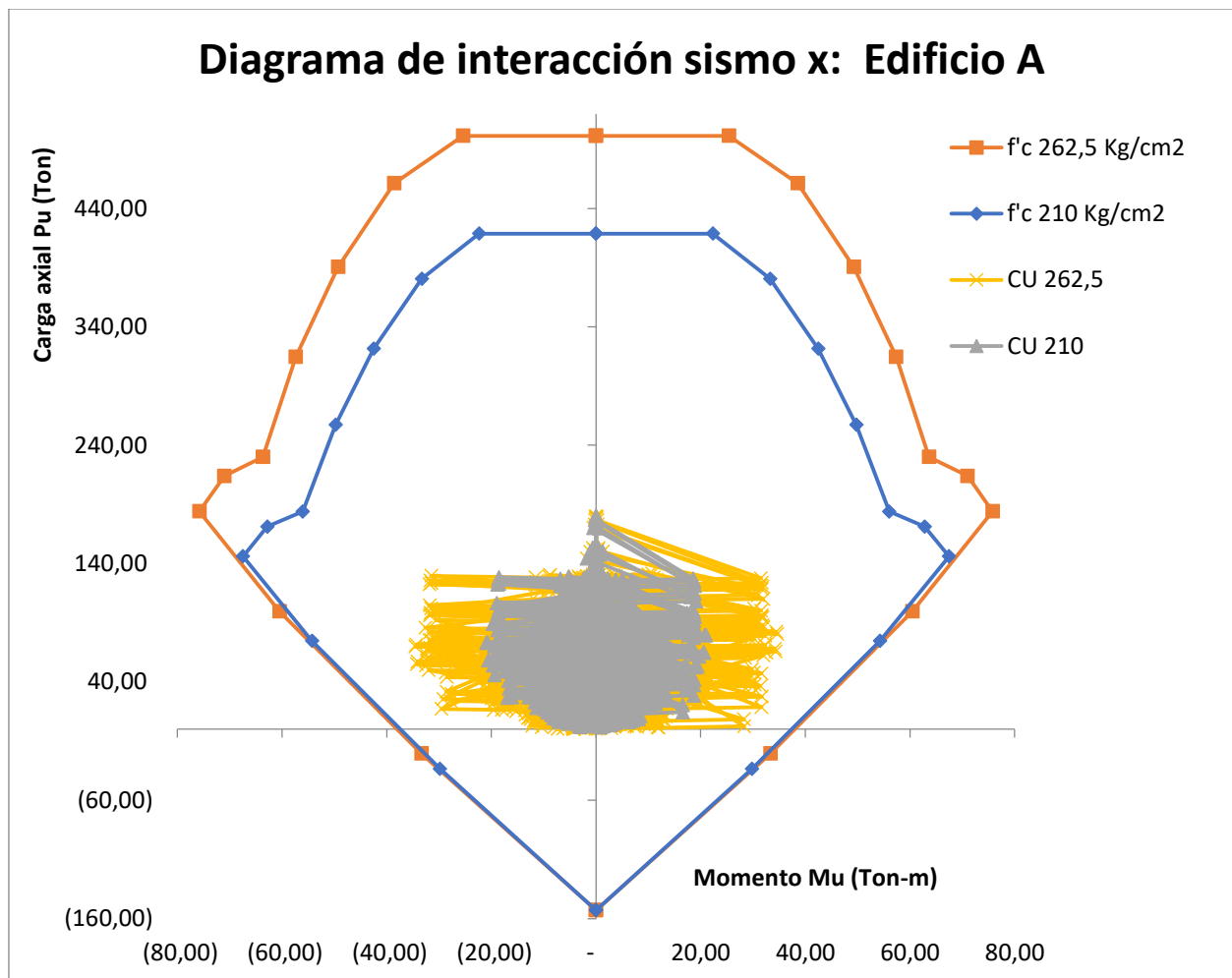


Figura 57. Gráfico 5 Diagrama de interacción global para el sismo en X del Edificio A.

Fuente: (SAP2000)

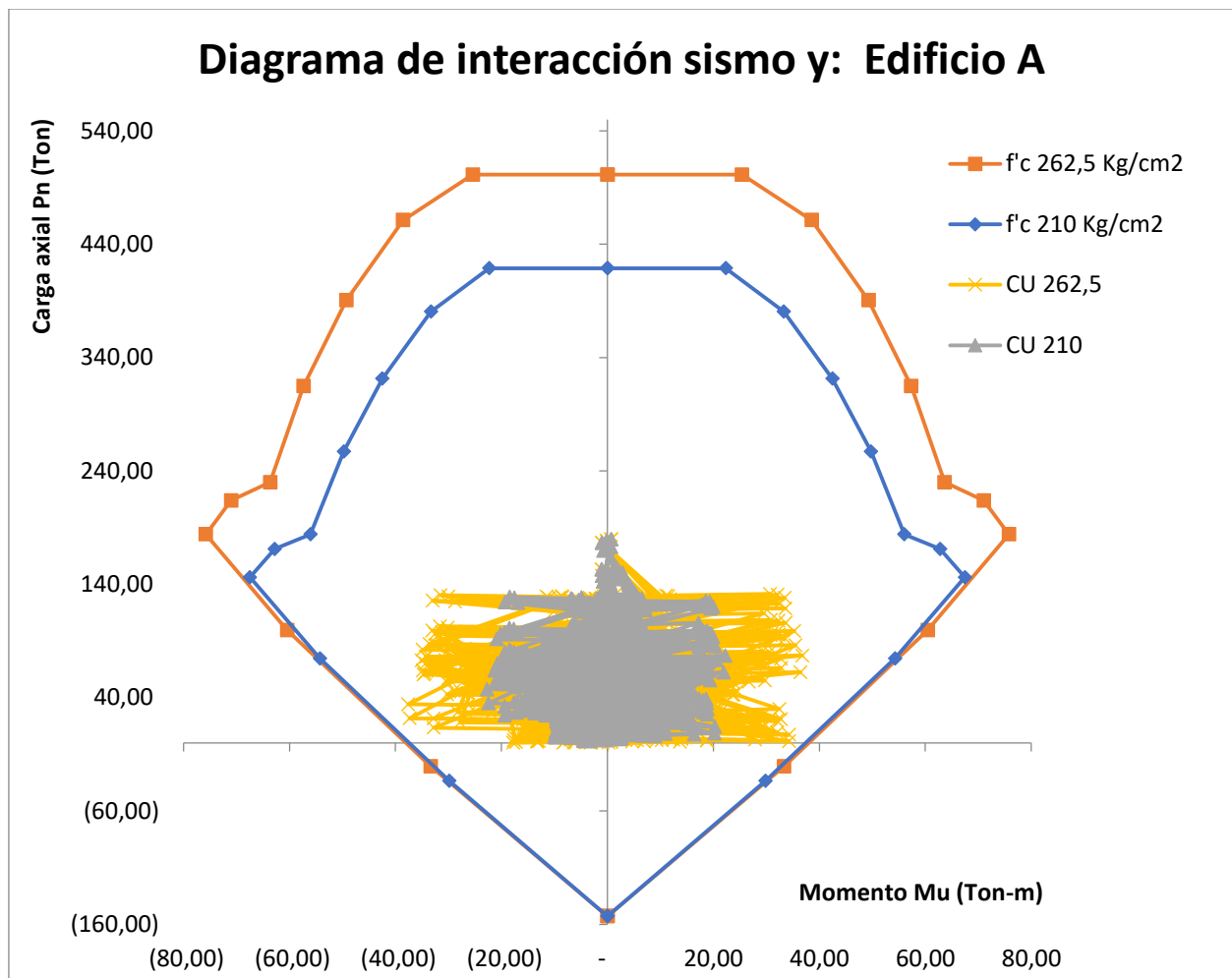


Figura 58. Gráfico 6 Diagrama de interacción global para el sismo en Y del Edificio A.

Fuente: (SAP2000)

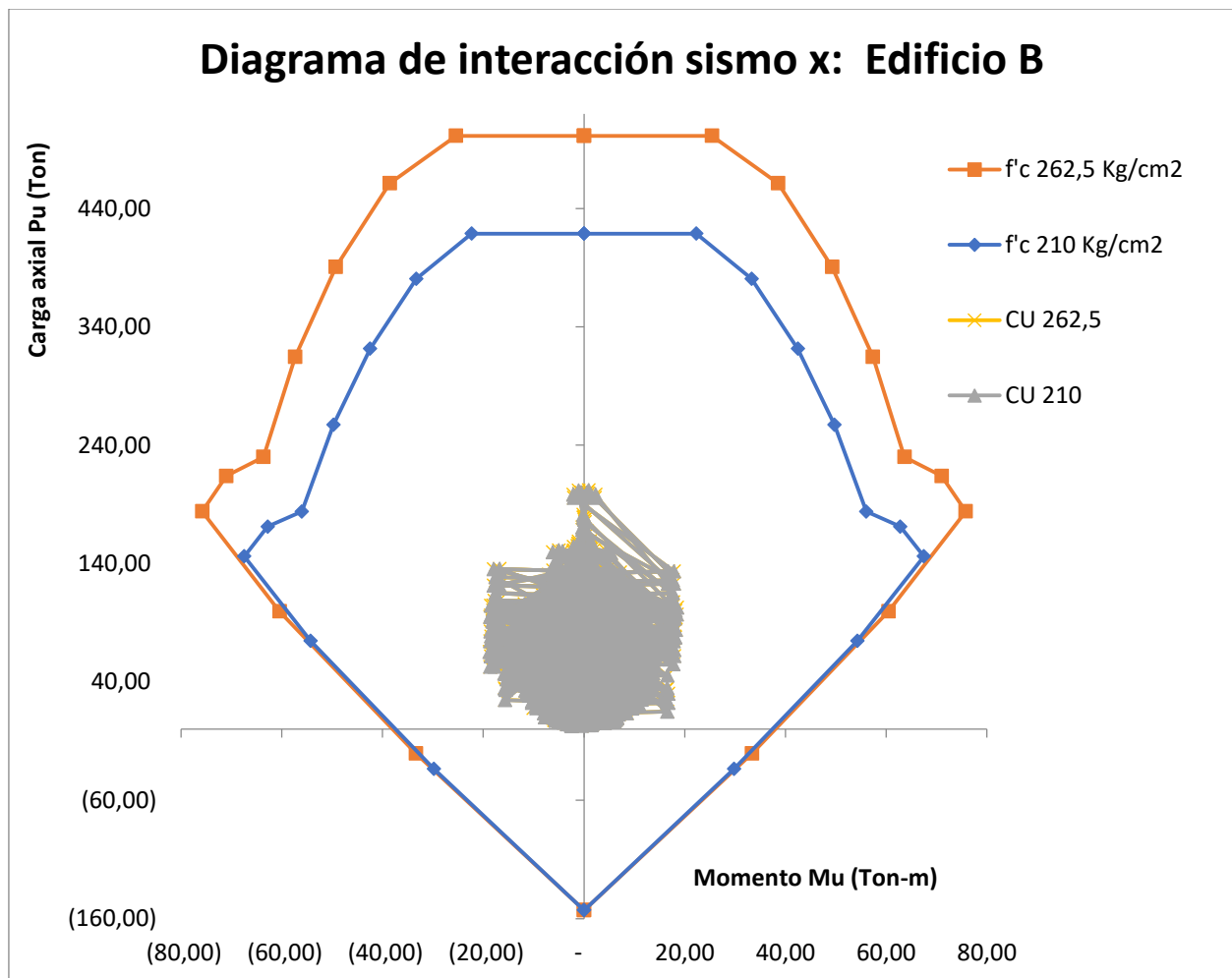


Figura 59. Gráfico 7 Diagrama de interacción global para el sismo en X del Edificio B.

Fuente: (SAP2000)

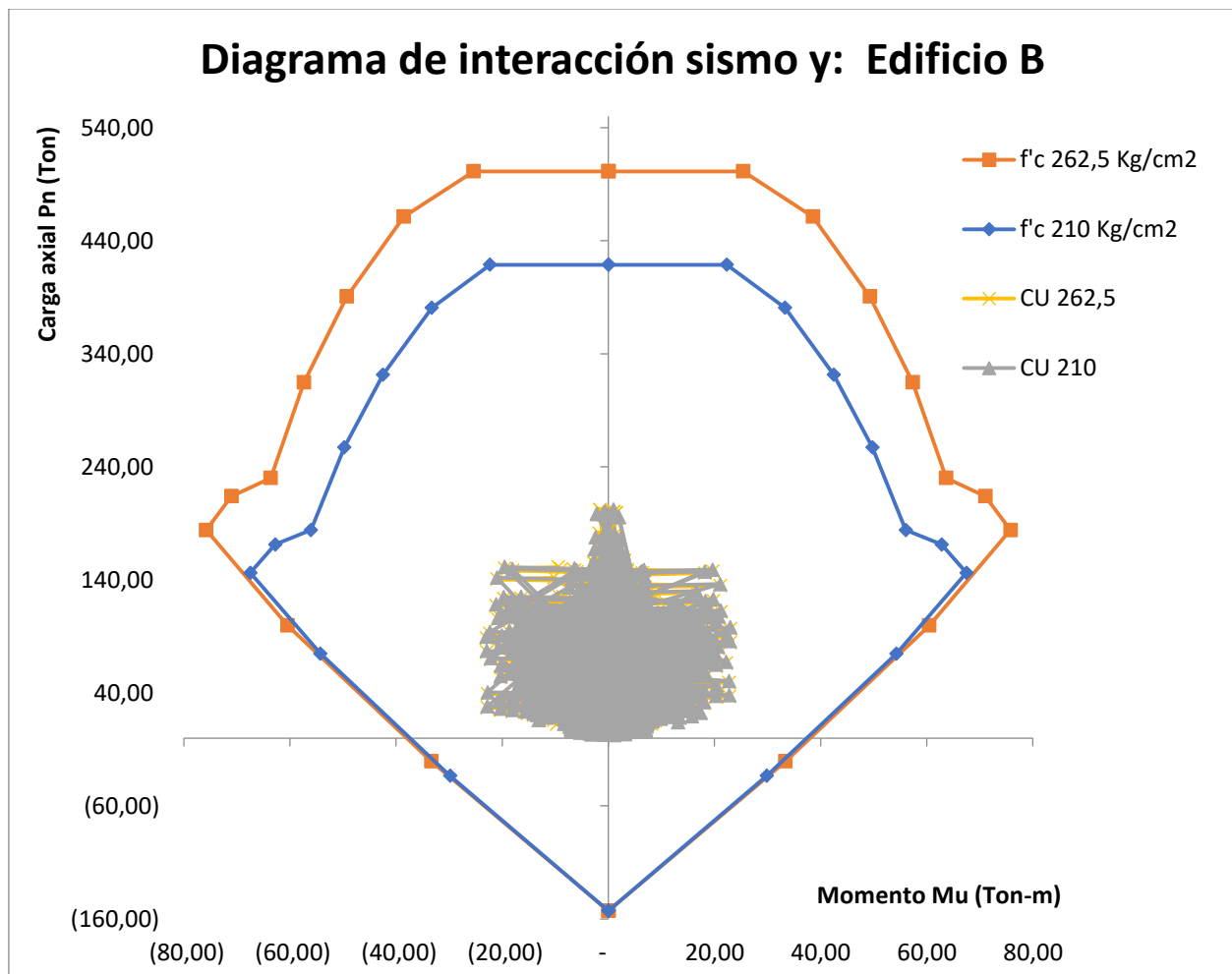


Figura 60. Gráfico 8 Diagrama de interacción global para el sismo en Y del Edificio B.

Fuente: (SAP2000)

Análisis de Resultados

El análisis de los edificios modelados y presentados en este documento se desarrolla dentro de la cobertura del análisis estructural lineal. Además, se recurre a un proceso de modelación a través del software SAP2000 V20, acompañado de procedimientos de análisis sísmicos estáticos y dinámicos modal espectral para describir los efectos que resulten del incremento no controlado de la resistencia especificada a la compresión f'_c .

El fenómeno del incremento descontrolado de la f'_c surge como presunción del suministro de concreto premezclado con una f'_c por encima de la requerida para un edificio tipo marco de altura media dentro del territorio costarricense, hecho que por, lo general, no genera mayor discusión dado que se asume de manera popular un mayor aporte de rigidez.

En el presente informe aplica un incremento de un 25% en la f'_c como probeta de análisis basado en el hecho de que el (ACI (318S-14), 2014) permite como válido un concreto con una f'_c 10% menor de la requerida, pero, no limita hacia un valor máximo. Por lo tanto, se toma de manera hipotética la existencia de un umbral superior igual al 10% más un porcentaje de excedencia de un 15% para lograr el 25% establecido como patrón de referencia pasando de una f'_c de 210 kg/cm² a una de 262,5 kg/cm².

La selección y asignación de los elementos sometidos a la variación del f'_c se hizo con base a la capacidad volumétrica de concreto premezclado capaz de ser movilizado en Costa Rica por la maquinaria disponible, la cual, por lo general, es de seis metros cúbicos. Por lo tanto,

tomando como referencia un volumen de concreto disponible de seis metros cúbicos, dicha cantidad se distribuyó en cinco columnas en el sentido fuerte para el edificio A y en cinco columnas dispuestas en el sentido débil para el edificio B.

Existen detalles muy importantes referentes a las muestras del concreto para la determinación de la f'_c , el (ACI (318S-14), 2014) indica en la sección 26.12.2.1 que la frecuencia con la que se extraen las muestras para los ensayos de resistencia son al menos una vez al día, al menos cada 110 m³ de concreto colado o bien cada 460 m² de superficie o losa colada. Si se comparan estos datos con los volúmenes de concreto requeridos según los apéndices del 3 al 8 por ejemplo por entrepiso para el edificio A, se requieren 24.95m³ de concreto para las columnas y 33.74m³ para vigas, mientras que para el edificio B se requieren 30.24 m³ de concreto para columnas y 40.22m³ para vigas.

Las técnicas constructivas más eficientes de colado permiten colar hasta tres niveles de columnas dejando los nudos libres para realizar las conexiones viga-columna, sin embargo, en nuestro país por lo general el colado consta de dos niveles de columnas. Ante esta propuesta, al analizar el edificio A para colar dos niveles de columnas que encierran el segundo entrepiso, se requieren aproximadamente 8.5 “Chompipas” de 6 m³ para un total de 50 m³ de concreto y, según la frecuencia de muestreo dictaminada por el ACI, habría que muestrear 1 vez por el día y con ello la probabilidad de que se presente el escenario al que se sometió el edificio A tiene importantes probabilidades de ocurrir y que pase

desapercibido dado que las dos o tres muestras que se extraigan pueden provenir de una muestra de concreto sana.

La distribución de las columnas con el $f'c$ diferenciado sobre el eje D1-D6 en el sentido X para el edificio A y de los ejes D1-A1, D1-D2 en el sentido Y y X respetivamente se efectuó tomando como referencia la similitud geométrica en planta entre el edificio real (Edificio A) y el edificio tipo (Edificio B), dicha propuesta es basada en el criterio de la búsqueda de una edificación con una mayor regularidad en planta. Esto con la intención de verificar los efectos que puede producir el fenómeno en estudio partiendo de una estructura más regular, de manera que quedé abierta la senda para futuros estudios en estructuras de características irregulares.

El edificio tipo (Edificio B) se propuso de 5 pisos (Un piso más que el edificio A) partiendo de que ya guardaban semejanza en planta y en la composición estructural, de manera que se pudiera apreciar la existencia en caso de haberla de los efectos en función de la altura. La inclusión de un único piso de más se efectuó para mantener un escenario de comparación ajustado a las limitantes dispuestas en la sección 7.4.2 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) para efectos del empleo del método estático de análisis sísmico.

Modelado

El proceso de modelado siguió el curso de los pasos indicados en la modelación de la sección de metodología del presente documento. Las distribuciones geométricas se aplicaron en función de los planos reales previamente elaborados y suministrados por la Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica para el caso del Edificio A, mismos que se pueden observar en el Anexo 1 y 2. En el caso del Edificio B, la propuesta geométrica se aplicó de acuerdo la distribución mostrada en los anexos mencionados anteriormente, así como también el anexo 3 y su propuesta de edificios comunes en Costa Rica.

La distribución en altura y la conformación de vigas y columnas, se pueden visualizar en la figura 16 para el edificio A y en la figura 21 para el edificio B, además en estas figuras se puede observar en color rojo las columnas que sufrieron una variación incremental en su $f'c$ de un 25%. La distribución en planta de los entresijos que se observa en las figuras de la 17 a la 20 para el edificio A y en las figuras 22 a la 26 para el edificio B marca el punto de distribución de las cargas hacia los diferentes elementos estructurales horizontales que a su vez transmitirán dichas cargas a los elementos verticales y estos a los cimientos.

El proceso de modelación luego de las definiciones geométricas y la asignación de los elementos estructurales señalados en los apéndices 3, 4 y 5 para el edificio A y en los apéndices 6, 7 y 8 para el edificio B para los entresijos 2 y 3 respectivamente de los marcos que componen ambos edificios se somete a la verificación de las masas con la finalidad de garantizar representatividad entre el modelo y los datos obtenidos en las memorias de cálculo. La verificación consiste en que la masa calculada y la obtenida de SAP2000 no varíe en más de un 5%, que como se muestra en los cuadros 1 y 2, ambos edificios poseen una variación menor a ese valor límite.

Los entresijos se definieron como diafragmas rígidos, esto para simular una distribución uniforme de las cargas, las cuales se asignaron directamente en los elementos estructurales horizontales de acuerdo con lo establecido en el apéndice 9 para el edificio A y el apéndice 10 para el edificio B y las distribuciones ilustradas en las figuras de las plantas de entresijo mencionadas en párrafos anteriores.

Los periodos fundamentales marcan otro punto de revisión de los modelos desarrollados, estos se ilustran en las figuras 27 para el edificio A que muestra un periodo de 0.4741 segundos y la figura 28 para el edificio B que muestra un periodo de 0.54778 segundos, valores que si comparan con la estimación del periodo del primer modo de vibración dictaminada por (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) en la sección 7.4.5, asigna un valor de 0.40 segundos para el edificio A y de 0.50 segundos para el

edificio B, marcando diferencias de un 15 % para el edificio A y de un 8,7% para el edificio B, datos válidos dentro un margen de congruencia no conservador, esto debido a que no se empleó el recalcu de la sección 7.4.6.

Los patrones y casos de carga se definieron de manera que las combinaciones de carga fueran congruentes con la sección 6.2.1 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010), las cuales, a su vez, adicionan la inclusión del patrón AME referente al análisis modal espectral en ambos sentidos de análisis al igual que la carga sísmica.

Los patrones de sismo se definieron bajo el tipo “Quake” de manera que el patrón automático de carga lateral funcione con la aplicación del coeficiente sísmico calculado en las memorias de cálculo ilustradas en los apéndices enumerados del 27 al 30 para ambas edificaciones. El caso de carga dinámico para el análisis modal espectral, se definió con referencia a un tipo de espectro de respuesta, cuya función se estableció de acuerdo a las bases de datos incluidas en el software SAP2000 de los espectros de diseño asociados a los tipos de zona sísmica y suelo, ocupación, ductilidad y sobrerresistencia del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

Los efectos de la variación de la f_c se incluyeron en los modelos originales de ambas edificaciones mediante la definición de un nuevo tipo de sección para columnas a el cual se le aplicó una f_c de 262,5 kg/cm² e inmediatamente de acuerdo a la sección 19.2.2.1 (b) del (ACI (318S-14), 2014) el módulo de elasticidad sufre un incremento directamente proporcional, esta nueva sección de aplicó los ejes sujetos a variación (Eje D1-D6 para el edificio A y eje D1-D2,D1-A1 para el edificio B) para cada edificio dando lugar a un nuevo modelo idéntico al original en constitución y geometría, pero con los elementos verticales señalados con una f_c mayor.

Las variaciones de la f_c se aplicaron únicamente en los elementos estructurales verticales dado que son los que aportan un mayor porcentaje de rigidez, por lo tanto, una manera de analizar los efectos producidos sobre estos es la obtención del diagrama de interacción para lo

cual haciendo uso de la opción “Section Designer” se definió para los cuatro modelos una nueva sección que incluye la propuesta de aceros longitudinales de manera que se puede visualizar la coherencia de las cargas últimas— obtenidas para ambos sentidos de análisis.

Análisis estructural

Esta sección se desarrollará siguiendo el orden en la presentación de los resultados de acuerdo con los diferentes subtemas mostrados.

Regularidades y excentricidades

Centro de rigidez

El centro de rigidez representa la rigidez que le imponen los elementos estructurales a los marcos de los edificios aportados en los cuales dicho parámetro está sustentado en el aporte que le brindan las columnas, tal y como se puede observar el cuadro 3 para el edificio A donde las columnas representan casi el 90% de la rigidez del segundo entrepiso. En el cuadro 5 referente a la misma relación representa un 80 % de la rigidez del tercer entrepiso del edificio B, la diferencia entre el aporte porcentual entre un edificio y otro se sustenta en la cantidad de vigas contenida en un edificio con respecto a otro a pesar de tener una distribución en planta muy similar.

La variación del f_c es sumamente influyente en el centro de rigidez, dado que cualquier incremento en este rubro es reflejado en el módulo de elasticidad del cual la rigidez es directamente proporcional, este efecto se puede visualizar al observar el cuadro 3 donde la rigidez global de las columnas para el edificio A sufre un incremento de aproximadamente el 2.5% a nivel macro para el segundo entrepiso, a nivel micro en el cuadro 4, se observa como las columnas

sometidas al incremento de su f_c presentan una variación incremental en su rigidez del 10.5%. Por su parte, para el edificio B globalmente según el cuadro 5, sus columnas aumentaron su rigidez en un 2.11% y a nivel micro las columnas D1, D2, C1, B1 y A1 subieron su rigidez en un 10,5%. En el caso global, el edificio B presenta un menor incremento debido a que posee un mayor número de columnas que no variaron su f_c .

El centro de rigidez para el edificio A con una f_c de 210 kg/cm² se ubica en las cotas (15.85, 7.04) m, mientras que para 262,5 kg/cm² a (15.91, 6.88) m, lo cual se traduce en un incremento de un 0.33% en el sentido X, pero una disminución del 2.17% en el sentido Y. En este caso como el incremento de la f_c se dio totalmente sobre el eje perimetral D, provocó que el edificio se volviera más rígido en el hemisferio inferior del sentido Y desplazando la cota vertical en 16 cm, de igual manera en el sentido X la cota en el sentido fuerte se desplaza 6 cm hacia el hemisferio derecho dado que 3 columnas de dicho hemisferio fueron afectadas mientras que del otro, solamente 2. Este escenario indica que el edificio A tuvo un desplazamiento de su rigidez hacia el segundo cuadrante según la figura 29, además para verificar el aporte individual de rigidez se pueden consultar los apéndices 11 y 12.

El centro de rigidez del edificio B para una f_c 210 kg/cm² se localiza en la cota (14.12, 7.32) m y para f_c de 265,2 kg/cm² en el orden de (13.90, 7.29) m, decreciendo en 1.54% en el sentido X equivalente a 22 cm, por su parte, en el sentido Y, decrece un 0,33% igual 2 cm. Para este caso, el incremento de f_c se aplicó en su mayoría sobre el eje 1 y la columna D2, los cuales están dispuestos sobre el lado débil de la edificación. Esta situación produce un desplazamiento de la rigidez hacia el hemisferio izquierdo tomando como referencia la figura 30, en la cual se puede visualizar además un leve desplazamiento hacia el hemisferio inferior de la cota en el sentido y auspiciado por la modificación de la columna D2. De esta manera, la rigidez se mantiene desde un inicio en el hemisferio izquierdo en las inmediaciones del primer y el tercer cuadrante, pero con un desplazamiento minúsculo sobre la línea

intermedia en el sentido X producido por la distribución de los elementos estructurales verticales ubicados en su mayoría sobre los cuadrantes primero y tercero. Para visualizar el aporte individual de rigidez, se puede consultar los apéndices 13 y 14.

Centro de masa

La masa de los elementos estructurales no se ve afectada por las variaciones de la f_c , por ende, no produce ningún efecto sobre la edificación, esto lo ratifican los cuadros del 9 al 12, en donde se visualiza que para los edificios A y B no existen variación alguna para el segundo y tercer entrepiso respectivamente.

El centro de masa tal y como se muestra en las figuras 31 y 32 se mantiene constante durante el incremento de la f_c que para este caso de análisis es de tan solo un 25%, que si creciera de igual manera la edificación se vería afectada por este parámetro, los procedimientos aplicados, se pueden visualizar en los apéndices comprendidos del 15 al 18 para el edificio A y del 19 al 22 para el edificio B.

Excentricidades

Las excentricidades presentan variaciones en ambos sentidos debido a la variación del centro de rigidez, pues, como se mencionó, anteriormente el centro de masa no sufre variación alguna dado que no tiene relación con la resistencia especificada a la compresión.

La proporción en la que varían las excentricidades se establece en el cuadro 13 para el edificio A en donde se evidencia que en el sentido fuerte (sentido X) se produce un aumento en la distancia que separa el centro de rigidez del de centro de masa de aproximadamente 5 cm, mientras que en el sentido débil (sentido Y) la cota de la excentricidad aumenta en aproximadamente 15 cm, datos consistentes con los desplazamientos de las cotas del centro de rigidez. De acuerdo con este razonamiento, es importante hacer hincapié sobre el sentido débil esto porque muestra una excentricidad de 75 cm,

un dato que es producto de un pequeño incremento en la $f'c$ de 25% en tan solo $5,40 \text{ m}^3$ de concreto dispuestos sobre el eje D del edificio A.

El edificio B posee una mayor regularidad en planta puesto que no presenta discontinuidades en ninguno de sus ejes, aspectos plasmados en el cuadro 14 donde se pueden observar las cotas de sus excentricidades. En esta edificación al contrario del edificio B su mayor efecto se presenta sobre el sentido fuerte (sentido X), en el cual la cota de la excentricidad creció en aproximadamente 21 cm, mientras que para la cota del sentido Y se dio un crecimiento de aproximadamente 2 cm. Esto concuerda con el desplazamiento del centro de rigidez hacia los cuadrantes I y II destacado en párrafos anteriores.

El incremento descontrolado de la $f'c$ podría producir consecuencias de mayores proporciones si se presentase un incremento mayor en la $f'c$ o bien si una mayor cantidad de concreto dispuesta sobre un mismo sentido resultara afectada por ese porcentaje propuesto. Este fenómeno se agrava si los elementos afectados se encuentran ubicados hacia los ejes perimetrales dado que el brazo de palanca es mayor con respecto al centro geométrico de la distribución en planta. La memoria de cálculo utilizada para la obtención de las excentricidades se puede consultar en el apéndice 1 y en el procedimiento se ilustra en los apéndices 23 para el edificio A y 24 para el edificio B.

Regularidad

Los edificios A y B son regulares en altura porque sus elementos estructurales verticales son continuos desde los cimientos hasta el nivel de techo, presentan diafragmas rígidos de todos sus entresijos y las capacidades en cortante son mayores a medida que se acercan a los cimientos, pero en planta los entresijos afectados de acuerdo a los detalles mencionados con respecto al centro de rigidez y sus desplazamientos por inclusión de columnas con un 25% más de $f'c$ sobre los 210 kg/cm^2 de

diseño induce a un panorama de análisis más detallado.

El edificio A en su segundo entresijo presenta en el cuadro 15 que para ambas $f'c$ en el sentido X se encuentra como una estructura regular, no obstante, en el sentido Y producto del incremento en la $f'c$ en 25% para las dimensiones ortogonales presentadas el edificio alcanza una irregularidad moderada. Este resultado es consecuente de acuerdo con el movimiento que sufrió el centro de rigidez por la aumento en su módulo de elasticidad, el procedimiento empleado se muestra en el apéndice 25.

El edificio B en su tercer entresijo objeto de este análisis presenta según cuadro 16 que para ambas $f'c$ la relación entre las excentricidades y las dimensiones ortogonales permanecen por debajo del 5 %, constituyéndose dentro del rango de estructuras regulares en planta, a pesar de ello es importante recalcar que para su sentido fuerte tuvo un incremento de 0.72%, el cual responde a sus condiciones de regularidad, pero ante la presencia de un porcentaje de incremento mayor o a otra tanda de concreto con el incremento propuesto podría incrementar el 1.44% que le hace falta para cruzar la barrera de la regularidad. El procedimiento empleado puede consultarse en el apéndice 26.

Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos presentados en los cuadros 17 y 18 para los edificios A y B representa la antesala para la elaboración de un análisis sísmico estático, los cuales se presentan en los apéndices numerados del 27 al 30.

El edificio A como se indicó previamente pasó a una condición de irregularidad moderada por el desplazamiento de su centro de rigidez, aspecto de suma importancia para la asignación de la ductilidad global asignada según lo establecido por el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) en la tabla 4.3 de su sección 4.3 adjunta en el anexo 7, dado que si se está en presencia de una ductilidad local óptima, la ductilidad global asignada tomaría el orden de 6, o bien presentarse con una ductilidad local

moderada para tomar el orden de 3. Este parámetro es vital dado que influye directamente en la determinación del FED, el cual a su vez afecta el coeficiente sísmico para la obtención del cortante basal e igualmente la obtención de la deriva inelástica relativa según la sección 7.6 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

El periodo presentado en los cuadros 17 y 18 corresponde al periodo natural del primer modo de vibración extraído de SAP2000, en ambos casos, se puede observar una leve variación entre el periodo obtenido para cada f_c , lo cual puede ser producto de una variación en la rigidez del edificio que afecte los desplazamientos elásticos δ_e y estos a su vez modifiquen el periodo tomando como referencia el recalcu del periodo del primer modo de vibración de la sección 7.4.6 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010), sin embargo, es tan solo una suposición cuya verificación no se realiza en este análisis.

El edificio B presenta los mismos parámetros sísmicos para ambas f_c , lo único que varía es el periodo cuya variación se analizó en el párrafo anterior sin que afecte el FED.

Para ambos edificios, se asumió un tipo de suelo S3 y una zona sísmica III tomando como referencia la localidad de barrio Amón en San José tomando como referencia la tabla de zona sísmica del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) adjunta en el anexo 4. De igual manera, las aceleraciones efectivas se toman de acuerdo con el tipo de suelo y la zona sísmica cuyos valores se presentan en el anexo 5.

La importancia de las edificaciones se asociada a un uso con fines estudiantiles, tal y como lo es en la realidad el edificio A, por lo tanto, se clasifica como tipo C de acuerdo a la tabla 4.1 del CSCR 2010 adjunta en el anexo 6.

El Factor espectral dinámico corresponde a la figura 5.7 del CSCR 2010 adjunta en el anexo 8, el cual se asocia a las zonas sísmicas III y los suelos 3. Para el edificio B los FED son los mismos dado tienen el periodo similar y corresponden a un mismo grado de ductilidad, sin embargo, el edificio A presenta un aumento en su FED debido a su disminución en la ductilidad local producto del paso a estructura irregular moderada, esto debido a que para un mismo

periodo el FED aumenta al disminuir la ductilidad global asignada, valores que concuerdan de manera aproximada con los datos de la Tabla E.7 del (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) adjunta en el anexo 9 para el periodo y las ductilidades señaladas.

El factor de sobrerresistencia es 2 para ambos edificios en ambas condiciones de f_c , dado que es totalmente independientes de ella, dicha cantidad se ajusta los lineamientos establecidos por el CSCR 2010 en su capítulo 5 referente al coeficiente sísmico.

Cargas y pesos

Los cuadros 19 y 20 muestran el desglose de la sobrecarga muerta y la carga viva aplicada en cada piso para ambos edificios, mientras que el cuadro 21 muestra el describe la composición de la sobre carga muerta cuyos valores se tomaron de los análisis realizados en diferentes cursos de la malla curricular, en el caso de la carga viva se extrajo de la tabla 6.1 del CSCR 2010 adjunta en el anexo 10.

Los apéndices 9 y 10 describen detalladamente la distribución de la sobrecarga muerta y la carga viva para el edificio A y B respectivamente, esto para cada viga y entrepiso. El alto tributario se aplica para aquellos elementos estructurales perimetrales en los que existirá la presencia de ventanería, mientras que el ancho tributario corresponde a las distribuciones de los entrepisos mostradas en las figuras de la 17 a la 20 para el edificio A y las figuras de la 22 a la 26 para el edificio B.

Los cuadros 22 y 23 muestran el contenido de carga permanente y carga viva para cada piso de los edificios A y B, no se presentan una tabla de diferenciación con respecto a ambos valores de f_c dado que como se explicó en el análisis del centro de masa, está no sufre ningún efecto por esta variación.

Los valores referentes tanto a la carga viva como a la carga permanente se extraen en función de los datos definidos en el cuadro 21, el procedimiento aplicado para llegar a estas cantidades se puede visualizar en los apéndices 31 para el edificio A y el 32 para el edificio B. La

diferencia entre la sobrecarga muerta de los cuadros 19 y 20 con respecto a los cuadros 22 y 23 se debe a que los primeros no incluyen el peso propio de los elementos estructurales, únicamente hacen referencia a las cargas asignadas sobre las vigas según la distribución del entrepiso establecida y de esta forma cargar los modelos análisis en SAP2000.

Efectos estáticos

Los efectos estáticos hacen referencia a aquellos resultantes del empleo de un análisis sísmico estático como los mostrados en el cuadro 24 que detalla la información referente al coeficiente sísmico y la fuerza sísmica máxima para el edificio A. De este cuadro es importante hacer hincapié en el incremento abismal del coeficiente sísmico y de manera consecuente en la fuerza sísmica debido a que esta le guarda una relación de proporcionalidad directa.

El incremento en el coeficiente sísmico del edificio A de casi un 70% se debe a la reducción de la ductilidad global producto del paso de estructura regular a irregular moderada. El efecto inmediato de esta situación representa un incremento en el FED en esta misma proporción, todo esto para un periodo natural muy similar, tal y como lo muestran los apéndices 27 y 28, los cuales describen detalladamente el análisis sísmico estático del edificio A para las condiciones de f_c presentadas.

Las figuras 33 y 34 detallan la fuerza sísmica máxima del edificio A extraída desde el software SAP2000 para ambas condiciones de f_c , si se compararan estos valores con los definidos en el cuadro 24 surge una diferencia menor al 1%, lo cual es muestra de la convergencia de los datos y que las verificaciones previas del modelo de la masa y el periodo para el primer modo de vibración garantizaron la representatividad en el análisis.

El edificio B presenta una variación nula tanto en el coeficiente sísmico, como en la fuerza sísmica, datos que, al contrario del edificio A, reflejan que las edificaciones de configuración relativamente regular en planta pueden mitigar los desplazamientos de la rigidez hacia los ejes

perimetrales producidos por la modificación del módulo de elasticidad ante un eventual incremento descontrolado de la f_c , sin embargo, es imposible concluir que esta condición geométrica pueda eliminar dicho desplazamiento por completo, pues el porcentaje de incremento de la f_c por lo general será desconocido hasta que se verifique en las ensayos de resistencia especificada a la compresión el valor obtenido o esperado a los 28 días.

Los datos obtenidos del edificio B para la máxima fuerza sísmica extraída de SAP2000 con respecto a los calculados analíticamente y detallados en el cuadro 25, presentan una variación aproximada del 1% con respecto a la información ilustrada de las figuras 35 y 36. Esto indica que este modelo se desarrolló de una forma adecuada y puede representar el comportamiento del edificio ante una sacudida sísmica.

Los cuadros 26 y 27 detallan los efectos recibidos en el segundo entrepiso del edificio A y del tercer entrepiso del edificio B. En el caso del edificio A, se puede presenciar la variación de la fuerza sísmica, el cortante acumulado y el momento de vuelco al que se somete este diafragma ante la variación de la f_c en las columnas del eje D del segundo entrepiso, todas ellas cercanas al 70% de incremento que recibió el coeficiente sísmico que modifica la fuerza sísmica de la cual dependen el cortante acumulado y el momento de vuelco.

El incremento del cortante acumulado y el momento de vuelco son aspectos de suma importancia, esto debido a que al menos el cortante incrementó en aproximadamente 100 toneladas situación que puede provocar incapacidad por parte del acero para controlar estas nuevas condiciones de cortante o fallas por tensión diagonal en las vigas y columnas e incluso en el mismo entrepiso. En el caso del momento de vuelco presenta un incremento de más de 200 Ton-m que por las características de este fenómeno puede producir esfuerzos de tensión para los cuales no se diseñó provocando agrietamientos y problemas de adherencia en los núcleos de unión viga columna en el sentido de aplicación de la carga sísmica, sin dejar de lado los posibles repercusiones a nivel de cimientos

por la presencia de este momento del que deben impedir la tendencia al vuelco. El detalle de los valores de cortante acumulado y momento de vuelco para los diferentes pisos de ambas edificaciones se pueden consultar en los apéndices 27 y 28 para el edificio A y en el 29 y 30 para el edificio B.

El edificio B al resultar exento que cualquier variación en el coeficiente sísmico, no presenta variaciones en la fuerza sísmica, el cortante acumulado y el momento de vuelco.

Las figuras de la 37 a la 38 muestran la distribución de la fuerza sísmica máxima en el sentido fuerte (x) y momento torsor extraídos de SAP 2000 para cada entrepiso del edificio A, mientras que la 39 y la 40 para el edificio B. El diafragma P2 de las figuras 37 y 38 corresponde a la fuerza sísmica para el segundo entrepiso de del edificio A que al compararlo con el cuadro 26 se observa que las variaciones son mínimas, manteniendo la diferencia para cada valor de f_c . De igual manera, las figuras 39 y 40 en el diafragma P3 presentan la fuerza sísmica máxima para el tercer entrepiso del edificio B, dato que coincide con los valores expresados en el cuadro 27, manteniendo la linealidad ante la variación de la f_c empleada para este modelo.

Las figuras del 41 a la 44 presentan los cortantes basales y los momentos de volcamiento extraídos de SAP 2000 pero, en este caso, para cada dirección ortogonal de ambas edificaciones para los dos valores de f_c empleados.

Las figuras 41 y 42 muestran las reacciones en la base del edificio A, mismas que coinciden con las especificadas en el cuadro 24 en el caso de las fuerzas sísmicas y los momentos de volcamiento de los apéndices 27 y 28, hay una leve variación del 1 % pero está asociado al método de cálculo del software SAP2000. En estas figuras se puede observar que las reacciones en la base son diferentes para cada dirección ortogonal, esto está asociado en función de la conformación de los marcos en cada dirección, ya que entre más elementos estructurales tenga en un determinado sentido mayor va a ser su aporte en masa y rigidez. De igual manera, aplica para el edificio B con las figuras 43 y 44 y los apéndices 29 y 30, que en este caso no posee variaciones en sus datos

dado que su coeficiente sísmico se mantuvo igual ante las dos condiciones de f_c .

Efectos dinámicos

Los efectos dinámicos refieren a los efectos obtenidos por la aplicación del análisis modal espectral, los cuales se analizaron únicamente mediante el empleo del software SAP2000.

Las figuras enumeradas de la 45 a la 48 muestran los porcentajes participación modal de la masa oscilante según el (Código Sísmico de Costa Rica, 2010) en la sección 7.5.2 referente a los métodos dinámicos en su inciso d se debe buscar un número de modos de manera que el porcentaje de masa de al menos el 90%, ante lo cual si se compara este umbral mínimo con los resultados presentados en las figuras 45 y 46 los porcentajes del edificio A ascienden al orden del 99% en las direcciones X y Y, de igual manera para el edificio B las figuras 47 y 48 detallan porcentajes de participación de la masa oscilante cercanos al 99 %. En ambas edificaciones, se puede observar que su porcentaje de participación modal no varía en función de las variación de la f_c debido a la independencia de la masa con respecto a este parámetro.

Los cuadros 28 y 29 describen los periodos y el comportamiento de la participación modal en ambas edificaciones para los primeros 12 modos de vibración.

El cuadro 28 detalla la información referente al edificio A del cual se puede observar que conforme avanzan los modos el periodo disminuye gradualmente hasta el tercer modo, después del cuarto modo los periodos de tornan muy distantes el periodo fundamental de vibración, comportamiento que se mantiene para ambas condiciones de f_c . Además, es notorio que, como se indicó en párrafos anteriores, el periodo del primer modo disminuye en aproximadamente 0.06 % al aumentar la f_c cuyo estudio se aleja de la linealidad del presente informe.

El comportamiento modal del edificio A según el cuadro 28 describe que para los primeros dos modos se rige por desplazamientos traslacionales en ambos sentidos ortogonales (Y

para el primer modo y X para el segundo modo), mientras que el tercer modo se rige por un comportamiento rotacional, es importante hacer mención sobre el décimo modo dado que almacena el comportamiento de la componente vertical de su actividad como un ente dinámico. El patrón de comportamiento se mantiene con relativa constancia independientemente de la variación de f_c a la que fue sujeto, esto debido a que en el modo 2 dominado por una traslación en el sentido fuerte la razón de participación modal de la masa en x disminuyó en un 0.7%, mientras que el sentido y presentó un incremento del 0.3%.

El cuadro 29 muestra los datos de periodos y comportamientos modales del edificio B, los cuales replican en gran medida la información obtenida para el edificio A. Para ambas condiciones de f_c el periodo decrece gradualmente en los primeros 3 modos y a partir del cuarto disminuye abruptamente, el periodo natural de vibración disminuye de manera casi imperceptible, esta disminución equivale a un 0.02% un valor menor que el experimentado para el edificio A. Esta diferencia hipotéticamente puede ser reflejo de la respuesta que impone una configuración geométrica más homogénea para mitigar los desplazamientos de la rigidez como se mencionó en la discusión referente al centro de rigidez.

El comportamiento modal para el edificio B se refleja de manera traslacional para el primer modo en el sentido Y y en el sentido X para el segundo modo, mientras en el tercer modo encontramos un comportamiento rotacional. De manera similar el modo 10 presenta la componente vertical del movimiento, todos estos detalles se presentan para ambas condiciones de f_c empleadas en el edificio B, además, al igual que en el edificio A, las razones modales de la participación de la masa varían en pequeñas proporciones ante el incremento de la f_c empleado sobre el eje A y la columna D2-.

De manera general, se observa que para ambos edificios se da una separación importante en la constancia de los periodos a partir del cuarto modo de vibración, es importante destacar este aspecto dado que se empleó la regla de combinación modal de la raíz cuadrada de la

suma de los cuadrados (SSRS), la cual según los textos de dinámica estructural produce estimaciones más confiables cuando se tienen periodos más cercanos uno del otro.

Las figuras 49 y 50 muestran los gráficos 1 y 2 que describen el espectro de respuesta modal para el edificio A y B, detallando la aceleración global para el periodo principal de cada modo de vibración.

La figura 49 con el gráfico 1 que describe lo referente al edificio A reflejando una diferencia importante en la aceleración para la condición de f_c de 262,5 kg/cm² y la de f_c 210 kg/cm², esto se debe al cambio en la condición de su regularidad, reflejado en un menor valor de ductilidad global que induce a un FED de mayores proporciones el cual incide directamente en la el coeficiente sísmico quien le guarda una relación directa de proporcionalidad.

El coeficiente sísmico a nivel de dinámica estructural según la sección 7.7.2 del CSCR 2010 se multiplica por la aceleración de gravedad para obtener los valores de Pseudoaceleración, con lo cual la variación en la ductilidad se transmite a los efectos dinámicos, además en la definición de los parámetros para el espectro de diseño tal y como se muestra en los anexos 13 y 14 los valores de pseudoaceleración varían para una misma zona sísmica y un mismo perfil de suelo en función de la ductilidad aplicada, es por esto que en el gráfico 1 se visualiza para un mismo valor de periodo una aceleración superior en un 70% para la condición de f_c de 262,5 kg/cm².

El edificio B cuya condición de aceleración se encuentra graficada en el gráfico 2, muestra una misma curva de pseudoaceleración vs periodo para cada modo de vibración, esto para las condiciones de f_c estudiadas debido a que al mantenerse constante la ductilidad en el edificio B, sus pseudoaceleraciones reflejarán el mismo comportamiento.

Las figuras de la 51 a la 54 muestran los cortantes basales modales y los momentos de vuelco, que al compararlos con los resultados estáticos es notoria la diferencia entre ambos, siendo mucho mayor el cortante basal y el momento de vuelco estático dado que el análisis estático utiliza un método un tanto empírico que

se vuelve muy conservador inclinándose hacia el lado de la seguridad enfocándose únicamente en el primer modo de vibración, mientras que el análisis modal toma en cuenta un mayor número de modos de manera que se alcancen un 90% de masa oscilante dando más precisión al análisis.

La figura 51 y la 52 refieren al edificio A, presentan un incremento en el cortante basal de aproximadamente del 70% para la condición de f_c 262,5 kg/cm² en ambos sentidos, incremento consisten con el incremento de la pseudoaceleración. Igualmente, el cortante basal en el sentido débil es menor producto de la configuración geométrica de los marcos en este sentido que incluye una menor masa oscilante.

Las figuras 53 y 54 describen el cortante basal y el momento de vuelco para el edificio B, cuyos valores son iguales debido a que los valores de pseudoaceleración se mantienen constantes para ambos valores de f_c .

De manera general, las reacciones en la base obtenidas del análisis estático representan casi 8 veces los valores extraídos del análisis dinámico modal espectral, señal inequívoca de la condición conservadora implantada al analizar estructuras por el método estático.

Desplazamientos y derivas

El cuadro 30 presenta los desplazamientos inelásticos absolutos para ambas direcciones de la carga sísmica estática del edificio A, se puede apreciar un incremento de aproximadamente el 70% en el desplazamiento en ambos sentidos del sismo al aumentar el valor de la f_c sobre las columnas del eje D, dicho aumento puede estar asociado al aumento en la fuerza sísmica por la disminución del utilidad global y el aumento del FED ya comentado que generan un estado de carga mayor induciendo a un mayor movimiento de la edificación.

El cuadro 31 muestra los desplazamientos inelásticos absolutos para la carga sísmica modal espectral del edificio A, en donde se puede apreciar un aumento en el desplazamiento al incrementar el valor de f_c , esto para ambas direcciones ortogonales. El crecimiento general asciende al orden

aproximado del 70% el cual coincide con el porcentaje de incremento de la pseudoaceleración, que es el posible motivo del incremento de estos desplazamientos, en este caso los desplazamientos modales en el sentido Y son mayores que los del sentido X, cuya causa puede estar asociada a los propiedades dinámicas de combinaciones modales de este tipo de diseños.

Los comportamientos de los cuadros 30 y 31 se transmiten a los desplazamientos elásticos absolutos, puesto estos describen una simple relación entre el desplazamiento inelástico y la altura a la que fueron desarrollados. Caso contrario de lo mostrado en los cuadros 34 y 35 que reflejan la deriva inelástica relativa, la cual disminuye en un 15% en ambos sentidos del sismo tras el incremento en la f_c de un 25% tanto para el comportamiento estático como para el dinámico. Este fenómeno es producido específicamente por la reducción en un 50% de la ductilidad global de la cual depende en una relación de directa proporcionalidad.

A pesar de los señalamientos realizados en los párrafos anteriores sobre las variaciones en los desplazamientos del edificio A, las razones de deriva inelástica mostradas en los cuadros 36 y 37 (también disminuyen en un 15% aproximado para el aumento de la f_c) cumplen perfectamente con los límites superiores de dicha razón regulados por el CSCR2010 en la tabla 7.2 presente en el anexo 11.

El comportamiento del edificio B es muy homogéneo dado que los desplazamientos elásticos e inelásticos por efectos estáticos y dinámicos no varían con el incremento de la f_c , hecho que se constata al consultar los cuadros del 38 al 41, de igual manera, sucede con las derivas inelásticas de los cuadros 42 y 43 cuyas variaciones son mínimas o insignificantes. Lo más importante de esta sección es que la razón de deriva inelástica señalada en los cuadros 44 y 45 se encuentran por debajo de los límites establecidos en la tabla 7.2 del CSCR 2010 adjunta en el anexo 11 cuyo límite asciende a 0.0125.

En términos de desplazamientos máximos al analizar a ambos edificios de acuerdo con las combinaciones de carga tal y como se

muestra en los cuadros del 46 al 49, las combinaciones 6-3 y 6-4 del CSCR 2010 presentan los mayores desplazamientos elásticos e inelásticos y por ende las mayores razones de deriva elástica, esto debido a una mayor presencia de los efectos permanentes y temporales en sus factores. No obstante, es importante destacar que las razones de deriva inelásticas cumplen con los límites de la tabla 7.2 del CSCR 2010.

Los desplazamientos del análisis sísmico estático son mucho mayores que los del análisis dinámico, reflejando una vez más el conservadurismo de los métodos estáticos, La razón de proporción entre el desplazamiento estático y el dinámico es de 8 veces, este comportamiento explica la hipótesis del sobredimensionamiento de los métodos estáticos y la importancia de utilizar métodos dinámico que se ajusten más a la realidad estructural.

Diseño estructural de elementos

El diseño estructural de elementos se enfocó en el análisis de los efectos que produce el incremento de la f_c sobre las columnas, que son quienes aportan la mayor rigidez para los edificios tipo marco. Los procedimientos para diseñar estos elementos estructurales verticales pueden ser consultados en los apéndices del 37 al 40.

Los cuadros 50 y 51 muestran las cargas máximas últimas obtenidas de SAP2000 para los edificios A y B respectivamente donde se puede observar los efectos en el edificio A incrementando en un 70% de manera aproximada excepto en la carga axial, mientras que para el edificio B se mantuvieron iguales a pesar de la variación incremental de 25% en la f_c de diseño. El incremento en los efectos internos del edificio A es producto de la variación que sufre la fuerza sísmica por el incremento del coeficiente al disminuir la ductilidad y el consecuente aumento del FED, esta se da para la combinación 6-3 del CSCR 2010 mientras que

la carga axial máxima se da para la 6-2, la cual en ausencia de carga sísmica se mantiene constante.

Los cuadros 52 y 53 muestran los valores de carga nominal para ambas edificaciones, los cuales su vez son los mismos dado que utilizan las mismas dimensiones e iguales valores de resistencia especificada a la compresión y esfuerzo de fluencia del acero. Los resultados incrementan en un 14% aproximadamente por el aumento en la f_c estudiado, dado que la componente de compresión del rectángulo de esfuerzos de compresión es directamente proporcional a este valor de f_c .

Los cuadros 54 y 55 representan las cargas últimas máximas desarrolladas para la columna D2 del edificio A y la columna C2 del edificio B ante la variación de la f_c en los ejes de los cuales ellas formaban parte. Al igual que como se ha visto en diferentes temas ya desarrollados al incrementar el f_c los valores de las cargas últimas crecen y al comparar una misma combinación de respuesta estática con una de respuesta dinámica se observa que los efectos estáticos son mucho mayores que los dinámicos manteniendo su estatus conservador.

Los cuadros 54 y 55 presentan variables importantes como el hecho de que las combinaciones de carga del CSCR 2010 que no incluyen el sismo (6-1, 6-2) incrementan sus valores y estas solo dependen de la masa de los elementos (Carga permanente y carga temporal) cuando anteriormente se había asumido la posición de no afección sobre la masa por parte de la f_c e igualmente las demás combinaciones que incluyen la carga sísmica estática y dinámica presenta variaciones que coinciden de acuerdo con el sentido de la carga sísmica que se le está incluyendo, sin embargo, o hay linealidad en los resultados.

Tomando como referencia los datos tabulados de los cuadros 55 y 56 y agrupándolos en un diagrama de interacción específico para estos datos referentes a las columnas D2 del edificio A y la C2 del edificio B, se puede observar en las figuras 55 y 56 dicho diagrama elaborado manualmente con la ayuda del software Excel según lo señalado en los anexos del 37 al 40 que para ambos valores de f_c los

resultados últimos se encuentran encerrados por las curvas del diagrama de interacción.

Extrapolando el ejercicio anteriormente mencionado, pero a todos los elementos estructurales de los edificios se puede observar en las figuras 57, 58, 59 y 60 que para las direcciones X y Y del sismo de los edificios A y B los valores últimos de carga axial y momento quedan encerrados para las curvas del diagrama de interacción para ambos casos de f'_c . Estos datos madre se extrajeron del software SAP 2000 y se proyectaron desde Excel 2010.

Los datos de carga axial y momento no se mayoraron dado que se siguió para fines académicos un análisis elástico de primer orden según los lineamientos establecidos por el (ACI (318S-14), 2014) en 6.2.5 que permitió despreciar los efectos de esbeltez tomando un valor del factor de longitud efectiva (k) igual a la unidad, procedimiento que puede ser consultado en los anexos 37, 38 para el edificio A y 39, 40 para el edificio B.

Conclusiones

La identificación y el análisis de los efectos producidos por un incremento desproporcionado y distribuido irregularmente de la resistencia especificada

- Los efectos del incremento de la f'_c pueden pasar desapercibidos de acuerdo con la frecuencia de muestreo establecida por el ACI en función de la cantidad de concreto a colar.
- Las masas de los modelos en el software SAP2000 variaron en menos del 5% con respecto a las masas calculadas.
- Los periodos fundamentales de los modelos en el software SAP2000 son consistentes con la aproximación del periodo de la sección 7.4.5 del CSCR 2010.
- La rigidez del segundo entrepiso del edificio A subió en 2.22% y la rigidez del tercer entrepiso del edificio B subió en 1.66% producto de un aumento unitario en la rigidez de las columnas del 10,56% en los ejes D para el edificio A y el eje A, columna D2 para el edificio B.
- El centro de rigidez del edificio A para el segundo entrepiso se desplazó con el aumento de la f'_c en 25% provocando una condición de irregularidad moderada en planta.
- El centro de masa se mantuvo constante para ambas edificaciones independientemente del aumento de la f'_c .
- La ductilidad global del edificio A pasó de 6 a 3 por el paso a la condición de irregularidad moderada en planta.
- Estáticamente el incremento en la f'_c en el edificio A produjo un aumento en el valor del FED por la disminución en el valor de la

a la compresión f'_c si afecta las edificaciones tipo marco estudiadas. Las afecciones concretas obtenidas se detallan puntualmente a continuación:

- ductilidad que aumentó el coeficiente sísmico en aproximadamente 70%.
- Estáticamente el aumento en el coeficiente sísmico por el aumento de la f'_c en el edificio A trajo consigo un aumento proporcional en el cortante basal que a su vez se transmitió al cortante acumulado y el momento de vuelco del segundo entrepiso.
- Dinámicamente, el aumento de la f'_c produjo un incremento en los valores de pseudoaceleración del 70% del edificio A que se transmitió al cortante en la base y al momento de vuelco.
- Dinámicamente, los porcentajes de participación de la masa oscilante se mantuvieron constantes con el aumento de la f'_c en ambos edificios.
- La razón de participación modal varió en pequeñas proporciones para ambos sentidos ortogonales con el aumento de la f'_c en el edificio A.
- Las reacciones en la base estática y dinámica del edificio A aumentaron en un 70% proporcional a la variación del coeficiente sísmico, mientras que las del edificio B se mantienen constantes.
- Las reacciones en la base estáticas de ambos edificios representaron entre 7 y 8 veces las reacciones en la base dinámica, dando muestra de lo conservadores que pueden ser los métodos estáticos.
- Los desplazamientos absolutos inelásticos estático y dinámicos del edificio A

incrementaron en un 70 % para el caso de f'_c igual a 262,65 kg/cm², cuyo valor es proporcional al valor del coeficiente sísmico.

- Las derivas inelásticas relativas estáticas y dinámicas del edificio A disminuyeron en 15% por el cambio en el valor de la ductilidad global, mientras que para el edificio B se mantuvieron constantes.
- Las derivas inelásticas relativas para ambos sentidos del sismo tanto estáticas como dinámicas de ambos edificios, cumplen con el límite superior de deriva inelástica de la tabla 7.2 del CSCR 2010.
- Las fuerzas internas máximas obtenidas del software SAP2000 que incluyen la fuerza sísmica varían con el aumento de f'_c en una proporción similar a la del incremento del coeficiente sísmico.
- Las fuerzas últimas internas según las combinaciones del CSCR 2010 específicas de las columnas D2 del edificio A y la C2 del edificio B varían de manera no lineal en función del sentido del sismo en el que se apliquen.

Recomendaciones

- Realizar un recálculo del periodo del primer modo de vibración según la sección 7.4.6 del CSCR para verificar una mayor congruencia entre los periodos de los modelos y el indicado teóricamente.
- En caso de presenciar un incremento descontrolado en la f_c en columnas de un edificio tipo marco es importante realizar un recalcu que permita verificar los efectos que este puede producir sobre la rigidez unitaria y global de cada entepiso dado que puede desplazar el centro de rigidez y provocar una nueva condición de regularidad en planta.
- Ejecutar análisis estructurales similares al de este documento extrapolando el fenómeno a condiciones de regularidad en planta y altura más severas, así como de incremento de la f_c para verificar el comportamiento de las razones modales de participación de la masa en los sentidos ortogonales.
- Los aumentos abruptos de la f_c deben revisarse estáticamente y dinámicamente cuando incremente con respecto a la f_c de diseño para verificar el coeficiente sísmico, las pseudoaceleraciones, los cortantes basales y los momentos de vuelco, así como los desplazamientos inelásticos y elásticos y las razones de derivas inelásticas.
- Ejecutar el análisis modal espectral con la combinación modal CQC para verificar los resultados dinámicos dado que en el cuarto modo de vibración se produce un alejamiento importante entre los periodos, algo que es contraproducente cuando se usa la combinación SSRS.
- Ejecutar un análisis estructural no lineal de segundo orden que tome en cuenta la no linealidad de los materiales, la curvatura del elemento y la duración de las cargas para determinar a detalle la razón por la que varía periodo con el aumento de la f_c .
- Aplicar el análisis estructural no lineal para determinar la razón de la variación en las cargas últimas de las columnas D2 del edificio A y la C2 del edificio B, de acuerdo con las combinaciones de cara del CSCR que varían aun incluso sin la presencia de la carga sísmica principal afectada por el aumento de la f_c .
- Realizar estudios con sistemas estructurales tipo dual y muro.
- Realizar estudios de diseño de elementos estructurales más profundos que analicen el cambio de la f_c .
- Realizar estudios para normar una resistencia especificada a la compresión f_c máxima en función del sistema estructural empleado y la configuración geométrica.

Apéndices

Apéndice 1. Ecuaciones memoria de cálculo para excentricidad en planta.

Apéndice 2. Ecuaciones memoria de cálculo para el análisis estático.

Apéndice 3. Detalle de columnas estructurales para el Edificio A, segundo piso f'c 210 kg/cm².

Apéndice 4. Detalle de vigas estructurales para el Edificio A, segundo piso f'c 210 kg/cm².

Apéndice 5. Detalle de Columnas estructurales para el Edificio A, segundo piso f'c 262.5 kg/cm².

Apéndice 6. Detalle de columnas estructurales para el Edificio B, tercer piso f'c 210 kg/cm².

Apéndice 7. Detalle de vigas estructurales para el Edificio B, tercer piso f'c 210 Kg/cm²

Apéndice 8. Detalle de columnas estructurales para el Edificio B, tercer piso f'c 262.5 kg/cm².

Apéndice 9. Detalle de cargas aplicadas en entresijos del Edificio A.

Apéndice 10. Detalle de cargas aplicadas en entresijos del Edificio B.

Apéndice 11. Centro de Rigidez para el Edificio A, segundo entresijo f'c 210 kg/cm².

Apéndice 12. Centro de Rigidez para el Edificio A, segundo entresijo f'c 262,5 kg/cm².

Apéndice 13. Centro de Rigidez para el Edificio B, tercer entresijo f'c 210 kg/cm².

Apéndice 14. Centro de Rigidez para el Edificio B, tercer entresijo f'c 262,5 kg/cm².

Apéndice 15. Centro de Masa para el Edificio A, segundo entresijo f'c 210 kg/cm².

Apéndice 16. Detalle del centroide para el Edificio A, segundo entresijo.

Apéndice 17. Detalle de pesos de la sobre carga muerta aplicados para el Edificio A, segundo entresijo.

Apéndice 18. Centro de Masa para el Edificio A, segundo entresijo f'c 262,5 kg/cm².

Apéndice 19. Centro de Masa para el Edificio B, tercer entresijo f'c 210 kg/cm².

Apéndice 20. Detalle del centroide para el Edificio B, tercer entresijo.

Apéndice 21. Detalle de pesos de la sobrecarga muerta aplicados para el Edificio B, tercer entresijo.

Apéndice 22. Centro de Masa Edificio B, segundo entresijo f'c 262,5 kg/cm².

Apéndice 23. Cálculo de excentricidades en el Edificio A.

Apéndice 24. Cálculo de excentricidades en el Edificio B

Apéndice 25. Cálculo de regularidades en planta para el Edificio A.

Apéndice 26. Cálculo de regularidades en planta para el Edificio B.

Apéndice 27. Análisis estructural estático Edificio A 210 kg/cm²

Apéndice 28. Análisis estructural estático Edificio A 262.5 kg/cm²

Apéndice 29. Análisis estructural estático Edificio B 210 kg/cm².

Apéndice 30. Análisis estructural estático Edificio B 262.5 kg/cm².

Apéndice 31. Detalle de cargas permanentes y temporales Edificio A.

Apéndice 32. Detalle de cargas permanentes y temporales Edificio B.

Apéndice 33. Desplazamientos y derivas Edificio A 210 kg/cm².

Apéndice 34. Desplazamientos y derivas Edificio A 262.5 kg/cm².

Apéndice 35. Desplazamientos y derivas Edificio B 210 kg/cm².

Apéndice 36. Desplazamientos y derivas Edificio B 262.5 kg/cm².

Apéndice 37. Diseño de columnas Edificio A f'c 210 kg/cm².

Apéndice 38. Diseño de columnas Edificio A f'c 262,5 kg/cm².

Apéndice 39. Diseño de columnas Edificio B f'c
210 kg/cm².

Apéndice 40. Diseño de columnas Edificio B f'c
262,5 kg/cm².

Apéndice 1. Ecuaciones memoria de cálculo para excentricidad en planta.

$$Inercia (I) = \frac{b * h^3}{12} \quad [(Beer, Johnston, Jr., Dewolf, \& Mazurek, 2013)]$$

$$Centro\ de\ masa\ en\ (CMx) = \frac{\sum Wi * x}{\sum Wi} \quad [CSCR\ 2010]$$

$$Centro\ de\ masa\ en\ (CMy) = \frac{\sum Wi * y}{\sum Wi} \quad [CSCR\ 2010]$$

$$Rigidez\ (K) = \frac{12EI}{L^3} \quad [(Hibbeler, 2012)]$$

$$Módulo\ de\ Elasticidad(E) = 15100\sqrt{f'c} \quad [ACI\ 318S-14]$$

$$Centro\ de\ rigidez\ en\ x\ (CRx) = \frac{\sum x R_y}{\sum R_y} \quad [CSCR\ 2010]$$

$$Centro\ de\ rigidez\ en\ y\ (CRy) = \frac{\sum y R_x}{\sum R_x} \quad [CSCR\ 2010]$$

$$Excetricidad\ en\ x\ (e_x) = CMx - CRx \quad [CSCR\ 2010]$$

$$Excetricidad\ en\ y\ (e_y) = CMy - CRy \quad [CSCR\ 2010]$$

Fuente: Elaboración propia.

Apéndice 2. Ecuaciones memoria de cálculo para el análisis estático.

Cargas permanentes

$$W_{ventanas} = W_{aluminio\ y\ vidrio} * L_{ventanas} * h_{tributaria} \quad [CO5013]$$

$$W_{entrepiso} = W_{entrepiso} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{acabados} = W_{acabados} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{cerámica} = W_{cerámca} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{cielo\ e\ instalac} = W_{cielo\ e\ instalac} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{divisiones\ livianas} = W_{divisiones\ livianas} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{Mobiliario\ y\ equipo} = W_{Mobiliario\ y\ equipo} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{columnas} = \gamma_{concreto} * b * h * L * cantidad \quad [CO5013]$$

$$W_{vigas} = \gamma_{concreto} * b * h * L * cantidad \quad [CO5013]$$

Cargas vivas o temporales

$$W_{CT} = W_{entrepiso} * Area \quad [CO5013]$$

$$W_{CT} = W_{Azotea} * Area \quad [CO5013]$$

Coefficiente sísmico

$$C_{sism} = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} \quad [CO5013]$$

Fuerza sísmica

$$F_{Sismica} = C_{sism} * W_T \quad [CO5013]$$

$$F_{Sismica\ por\ nivel} = F_{Sismica} * \frac{W_i H_i}{\sum W_i * H_i} \quad [CO5013]$$

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 3. Detalle de columnas estructurales para el Edificio A, segundo piso $f'c$ 210 kg/cm².

Detalle de columnas por piso Edificio A: Segundo Piso $f'c$ 210 Kg/cm ²									
COLUMNAS	B(m)	L(m)	H(m)	V(m ³)	W(Kg)	I(m ⁴)	$f'c$ (Kg/cm ²)	E(Kg/m ²)	K
D2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C1	0,60	0,66	3,00	1,19	2.851,20	0,0144	210	2.188.197.888,67	13.979.958,67
C2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B1	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A1	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
Total por piso				24,95	59.875,20	0,2520			245.053.655,72
Total Edificio 4 pisos				99,792	239.500,80	1,0079			980.214.622,86
$\gamma_{concreto} =$	2400	kgf/m3							

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 4. Detalle de vigas estructurales para el Edificio A, segundo piso f'c 210 kg/cm².

Detalle de vigas por piso Edificio A: Segundo Piso f'c 210 Kg/cm ²										
VIGAS	bw(m)	h(m)	t(m)	V(m ³)	W(Kg)	I(m ⁴)	f'c(Kg/cm ²)	E(Kg/m ²)	K	
x'-x'	D2-3	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	D3-4	0,30	0,60	6,50	1,17	2.808,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	516.323,07
x'-x'	D4-5	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	D5-6	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	C1-2	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	C2-3	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	C3-4	0,30	0,60	6,50	1,17	2.808,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	516.323,07
x'-x'	C4-5	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	C5-6	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	B1-2	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	210	2.188.197.888,67	547.049,47
x'-x'	B2-3	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	210	2.188.197.888,67	547.049,47
x'-x'	B3-4	0,25	0,60	6,50	0,98	2.340,00	0,0045	210	2.188.197.888,67	430.269,23
x'-x'	B4-5	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	210	2.188.197.888,67	547.049,47
x'-x'	B5-6	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	210	2.188.197.888,67	547.049,47
x'-x'	A1-2	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	A2-3	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	A3-4	0,30	0,60	6,50	1,17	2.808,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	516.323,07
x'-x'	A4-5	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x'	A5-6	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
y'-y'	1A-B	0,30	0,60	5,50	0,99	2.376,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	852.262,80
y'-y'	1B-C	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
y'-y'	2A-B	0,25	0,60	5,50	0,83	1.980,00	0,0045	210	2.188.197.888,67	710.219,00
y'-y'	2B-C	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	211	2.193.401.696,00	548.350,42
y'-y'	2C-D	0,25	0,60	3,50	0,53	1.260,00	0,0045	212	2.198.593.186,56	2.769.073,63
y'-y'	3A-B	0,25	0,60	5,50	0,83	1.980,00	0,0045	213	2.203.772.447,42	715.274,00
y'-y'	3B-C	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	214	2.208.939.564,59	552.234,89
y'-y'	3C-D	0,25	0,60	3,50	0,53	1.260,00	0,0045	215	2.214.094.623,09	2.788.597,31
y'-y'	4A-B	0,25	0,60	5,50	0,83	1.980,00	0,0045	216	2.219.237.706,96	720.293,53
y'-y'	4B-C	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	217	2.224.368.899,26	556.092,22
y'-y'	4C-D	0,25	0,60	3,50	0,53	1.260,00	0,0045	218	2.229.488.282,10	2.807.985,24
y'-y'	5A-B	0,25	0,60	5,50	0,83	1.980,00	0,0045	219	2.234.595.936,63	725.278,32
y'-y'	5B-C	0,25	0,60	6,00	0,90	2.160,00	0,0045	220	2.239.691.943,10	559.922,99
y'-y'	5C-D	0,25	0,60	3,50	0,53	1.260,00	0,0045	221	2.244.776.380,85	2.827.240,22
y'-y'	6A-B	0,30	0,60	5,50	0,99	2.376,00	0,0054	222	2.249.849.328,29	876.274,90
y'-y'	6B-C	0,30	0,60	6,00	1,08	2.592,00	0,0054	223	2.254.910.862,98	676.473,26
y'-y'	6C-D	0,30	0,60	3,50	0,63	1.512,00	0,0054	224	2.259.961.061,61	3.415.637,94
Total por piso				33,74	80.964,00	0,1791				34.146.159,41
Total Edificio 4 pisos				134,94	323.856,00	0,7164				136.584.637,65
V _{concreto} =		2400	kgf/m3							

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 5. Detalle de Columnas estructurales para el Edificio A, segundo piso $f'c$ 262.5 kg/cm².

Detalle de columnas por piso Edificio A: Segundo Piso $f'c$ 262,5 Kg/cm ²										
COLUMNAS	B(m)	L(m)	H(m)	V(m ³)	W(Kg)	I(m ⁴)	$f'c$ (Kg/cm ²)	E(Kg/m ²)	K	
D2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15	
D3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15	
D4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15	
D5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15	
D6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15	
C1	0,60	0,66	3,00	1,19	2.851,20	0,0144	210	2.188.197.888,67	13.979.958,67	
C2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
C3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
C4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
C5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
C6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
B1	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
B2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
B3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
B4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
B5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
B6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
A1	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
A2	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
A3	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
A4	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
A5	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
A6	0,60	0,60	3,00	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87	
Total por piso				24,95	59.875,20	0,2520			251.252.417,11	
Total Edificio 4 pisos				99,792	239.500,80	1,0079			1.005.009.668,46	
$\gamma_{concreto} =$	2400	kgf/m ³								

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 6. Detalle de columnas estructurales para el Edificio B, tercer piso $f'c$ 210 kg/cm².

Detalle de columnas por piso Edificio B: Tercer Piso $f'c$ 210 Kg/cm ²									
Columnas	B(m)	L(m)	H(m)	V(m3)	W(Kg)	I(m ⁴)	$f'c$ (Kg/cm ²)	E(Kg/m ²)	K
D1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
D7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
C7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
B7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
A7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
Total por piso				30,24	72.576,00	0,3024			294.093.796,24
Total Edificio 5 pisos				151,20	362.880,00	1,51			1.470.468.981,19
Yconcreto = 2400 kgf/m3									

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 7. Detalle de vigas estructurales para el Edificio B, tercer piso $f'c$ 210 kg/cm².

Detalle de vigas por piso Edificio B: Tercer Piso 210Kg/cm ²									
Vigas	bw(m)	h(m)	t(m)	V(m3)	W(Kg)	I(m ⁴)	f'c(Kg/cm ²)	E(Kg/m ²)	K
x'-x' D1-2	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' D2-3	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' D3-4	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' D4-5	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' D5-6	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' D6-7	0,3	0,6	4,7	0,85	2.030,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	1.365.739,99
x'-x' C1-2	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' C2-3	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' C3-4	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' C4-5	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' C5-6	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' C6-7	0,3	0,6	4,7	0,85	2.030,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	1.365.739,99
x'-x' B1-2	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' B2-3	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' B3-4	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' B4-5	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' B5-6	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' B6-7	0,3	0,6	4,7	0,85	2.030,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	1.365.739,99
x'-x' A1-2	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' A2-3	0,3	0,6	3,85	0,69	1.663,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	2.484.731,19
x'-x' A3-4	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' A4-5	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' A5-6	0,3	0,6	6	1,08	2.592,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	656.459,37
x'-x' A6-7	0,3	0,6	4,7	0,85	2.030,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	1.365.739,99
y'-y' 1D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 1C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 1B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
y'-y' 2D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 2C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 2B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
y'-y' 3D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 3C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 3B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
y'-y' 4D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 4C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 4B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
y'-y' 5D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 5C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 5B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
y'-y' 6D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 6C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 6B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
y'-y' 7D-C	0,3	0,6	5,85	1,05	2.527,20	0,0054	210	2.188.197.888,67	708.262,10
y'-y' 7C-B	0,3	0,6	3	0,54	1.296,00	0,0054	210	2.188.197.888,67	5.251.674,93
y'-y' 7B-A	0,3	0,6	5,7	1,03	2.462,40	0,0054	210	2.188.197.888,67	765.661,89
Total por piso				40,22	96.530,40	0,24			80.297.514,39
Total Edificio 5 pisos				201,11	482.652,00	1,22			401.487.571,95

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 8. Detalle de columnas estructurales para el Edificio B, tercer piso f'c 262.5 kg/cm².

Detalle de columnas por piso Edificio B: Tercer Piso f'c 262,5 Kg/cm2										
Columnas		B(m)	L(m)	H(m)	V(m3)	W(Kg)	I(m ⁴)	F'c(Kg/cm ²)	E(Kg/m ²)	K
	D1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15
	D2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15
	D3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	D4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	D5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	D6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	D7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	C1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15
	C2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	C3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	C4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	C5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	C6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	C7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	B1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15
	B2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	B3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	B4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	B5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	B6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	B7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	A1	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	262,5	2.446.479.613,65	11.743.102,15
	A2	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	A3	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	A4	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	A5	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	A6	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
	A7	0,6	0,6	3	1,08	2.592,00	0,0108	210	2.188.197.888,67	10.503.349,87
Total por piso					30,24	72.576,00				300.292.557,64
Total Edificio 4 pisos					120,96	290.304,00				1.501.462.788,19
Yconcreto = 2400 kgf/m3										

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 9. Detalle de cargas aplicadas en entrepisos del Edificio A.

Edificio A. Detalle de Cargas Pimer Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{SCM}	W _{CV}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D3-4	1,75	3,00	1.238,75	437,50	6,50	8.051,88	2.843,75
D4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D5-6	1,75	3,00	1.238,75	437,50	6,00	7.432,50	2.625,00
C1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
C2-3	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
C3-4	1,75	0,00	1.058,75	437,50	6,50	6.881,88	2.843,75
C4-5	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
C5-6	1,75	0,00	1.058,75	437,50	6,00	6.352,50	2.625,00
B1-2	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,00	9.982,50	4.125,00
B2-3	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
B3-4	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,50	10.814,38	4.468,75
B4-5	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
B5-6	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,00	9.982,50	4.125,00
A1-2	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,00	11.062,50	4.125,00
A2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A3-4	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,50	11.984,38	4.468,75
A4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A5-6	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,00	11.062,50	4.125,00
1A-B	0,00	3,00	180,00	0,00	5,50	990,00	0,00
1B-C	3,00	3,00	1.995,00	750,00	6,00	11.970,00	4.500,00
2A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
2B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
2C-D	3,00	3,00	1.995,00	750,00	3,50	6.982,50	2.625,00
3A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
3B-C	3,25	0,00	1.966,25	812,50	6,00	11.797,50	4.875,00
3C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
4A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
4B-C	3,25	0,00	1.966,25	812,50	6,00	11.797,50	4.875,00
4C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
5A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
5B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
5C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
6A-B	0,00	3,00	180,00	0,00	5,50	990,00	0,00
6B-C	3,00	3,00	1.995,00	750,00	6,00	11.970,00	4.500,00
6C-D	0,00	3,00	180,00	0,00	3,50	630,00	0,00
Total Cargas			50.070,00	19.500,00		280.462,50	109.125,00

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Edificio A. Detalle de Cargas Segundo Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{SCM}	W _{CV}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D2-3	1,75	3,00	1.238,75	437,50	6,00	7.432,50	2.625,00
D3-4	0,00	3,00	180,00	0,00	6,50	1.170,00	0,00
D4-5	1,75	3,00	1.238,75	437,50	6,00	7.432,50	2.625,00
D5-6	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
C1-2	3,00	3,00	1.995,00	750,00	6,00	11.970,00	4.500,00
C2-3	1,75	0,00	1.058,75	437,50	6,00	6.352,50	2.625,00
C3-4	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,50	11.797,50	4.875,00
C4-5	1,75	0,00	1.058,75	437,50	6,00	6.352,50	2.625,00
C5-6	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
B1-2	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
B2-3	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,00	9.982,50	4.125,00
B3-4	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,50	11.797,50	4.875,00
B4-5	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,00	9.982,50	4.125,00
B5-6	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
A1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A2-3	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,00	11.062,50	4.125,00
A3-4	0,00	3,00	180,00	0,00	6,50	1.170,00	0,00
A4-5	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,00	11.062,50	4.125,00
A5-6	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
1A-B	3,00	3,00	1.995,00	750,00	5,50	10.972,50	4.125,00
1B-C	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
2A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
2B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
2C-D	0,00	3,00	180,00	0,00	3,50	630,00	0,00
3A-B	3,25	0,00	1.966,25	812,50	5,50	10.814,38	4.468,75
3B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
3C-D	3,25	0,00	1.966,25	812,50	3,50	6.881,88	2.843,75
4A-B	3,25	0,00	1.966,25	812,50	5,50	10.814,38	4.468,75
4B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
4C-D	3,25	0,00	1.966,25	812,50	3,50	6.881,88	2.843,75
5A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
5B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
5C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
6A-B	3,00	3,00	1.995,00	750,00	5,50	10.972,50	4.125,00
6B-C	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
6C-D	3,00	3,00	1.995,00	750,00	3,50	6.982,50	2.625,00
Total Cargas			50.675,00	19.750,00		280.462,50	109.125,00

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Edificio A. Detalle de Cargas Tercer Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{scm}	W _{cv}
VIGA	(m)		(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D3-4	1,75	3,00	1.238,75	437,50	6,50	8.051,88	2.843,75
D4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D5-6	1,75	3,00	1.238,75	437,50	6,00	7.432,50	2.625,00
C1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
C2-3	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
C3-4	1,75	0,00	1.058,75	437,50	6,50	6.881,88	2.843,75
C4-5	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
C5-6	1,75	0,00	1.058,75	437,50	6,00	6.352,50	2.625,00
B1-2	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,00	9.982,50	4.125,00
B2-3	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
B3-4	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,50	10.814,38	4.468,75
B4-5	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
B5-6	2,75	0,00	1.663,75	687,50	6,00	9.982,50	4.125,00
A1-2	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,00	11.062,50	4.125,00
A2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A3-4	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,50	11.984,38	4.468,75
A4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A5-6	2,75	3,00	1.843,75	687,50	6,00	11.062,50	4.125,00
1A-B	0,00	3,00	180,00	0,00	5,50	990,00	0,00
1B-C	3,00	3,00	1.995,00	750,00	6,00	11.970,00	4.500,00
2A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
2B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
2C-D	3,00	3,00	1.995,00	750,00	3,50	6.982,50	2.625,00
3A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
3B-C	3,25	0,00	1.966,25	812,50	6,00	11.797,50	4.875,00
3C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
4A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
4B-C	3,25	0,00	1.966,25	812,50	6,00	11.797,50	4.875,00
4C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
5A-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,50	9.982,50	4.125,00
5B-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	6,00	10.890,00	4.500,00
5C-D	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,50	6.352,50	2.625,00
6A-B	0,00	3,00	180,00	0,00	5,50	990,00	0,00
6B-C	3,00	3,00	1.995,00	750,00	6,00	11.970,00	4.500,00
6C-D	0,00	3,00	180,00	0,00	3,50	630,00	0,00
Total Cargas			50.070,00	19.500,00		280.462,50	109.125,00

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Edificio A. Detalle de Cargas Azotea							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{scm}	W _{cv}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D2-3	1,75	1,50	658,75	350,00	6,00	3.952,50	2.100,00
D3-4	0,00	1,50	90,00	0,00	6,50	585,00	0,00
D4-5	1,75	1,50	658,75	350,00	6,00	3.952,50	2.100,00
D5-6	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
C1-2	3,00	1,50	1.065,00	600,00	6,00	6.390,00	3.600,00
C2-3	1,75	0,00	568,75	350,00	6,00	3.412,50	2.100,00
C3-4	3,00	0,00	975,00	600,00	6,50	6.337,50	3.900,00
C4-5	1,75	0,00	568,75	350,00	6,00	3.412,50	2.100,00
C5-6	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
B1-2	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
B2-3	2,75	0,00	893,75	550,00	6,00	5.362,50	3.300,00
B3-4	3,00	0,00	975,00	600,00	6,50	6.337,50	3.900,00
B4-5	2,75	0,00	893,75	550,00	6,00	5.362,50	3.300,00
B5-6	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
A1-2	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
A2-3	2,75	1,50	983,75	550,00	6,00	5.902,50	3.300,00
A3-4	0,00	1,50	90,00	0,00	6,50	585,00	0,00
A4-5	2,75	1,50	983,75	550,00	6,00	5.902,50	3.300,00
A5-6	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
1A-B	3,00	1,50	1.065,00	600,00	5,50	5.857,50	3.300,00
1B-C	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
2A-B	3,00	0,00	975,00	600,00	5,50	5.362,50	3.300,00
2B-C	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
2C-D	0,00	1,50	90,00	0,00	3,50	315,00	0,00
3A-B	3,25	0,00	1.056,25	650,00	5,50	5.809,38	3.575,00
3B-C	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
3C-D	3,25	0,00	1.056,25	650,00	3,50	3.696,88	2.275,00
4A-B	3,25	0,00	1.056,25	650,00	5,50	5.809,38	3.575,00
4B-C	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
4C-D	3,25	0,00	1.056,25	650,00	3,50	3.696,88	2.275,00
5A-B	3,00	0,00	975,00	600,00	5,50	5.362,50	3.300,00
5B-C	3,00	0,00	975,00	600,00	6,00	5.850,00	3.600,00
5C-D	3,00	0,00	975,00	600,00	3,50	3.412,50	2.100,00
6A-B	3,00	1,50	1.065,00	600,00	5,50	5.857,50	3.300,00
6B-C	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
6C-D	3,00	1,50	1.065,00	600,00	3,50	3.727,50	2.100,00
Total Cargas			27.115,00	0,00		150.052,50	87.300,00

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 10. Detalle de cargas aplicadas en entrepisos del Edificio B.

EDIFICIO B. Detalle de Cargas Pimer Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{scm}	W _{cv}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
D2-3	2,93	3,00	1.952,65	732,50	3,85	7.517,70	2.820,13
D3-4	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D4-5	2,93	3,00	1.952,65	732,50	6,00	11.715,90	4.395,00
D5-6	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D6-7	2,93	3,00	1.952,65	732,50	4,70	9.177,46	3.442,75
C1-2	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
C2-3	2,93	0,00	1.772,65	732,50	3,85	6.824,70	2.820,13
C3-4	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
C4-5	2,93	0,00	1.772,65	732,50	6,00	10.635,90	4.395,00
C5-6	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
C6-7	2,93	0,00	1.772,65	732,50	4,70	8.331,46	3.442,75
B1-2	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
B2-3	2,85	0,00	1.724,25	712,50	3,85	6.638,36	2.743,13
B3-4	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
B4-5	2,85	0,00	1.724,25	712,50	6,00	10.345,50	4.275,00
B5-6	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
B6-7	2,85	0,00	1.724,25	712,50	4,70	8.103,98	3.348,75
A1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
A2-3	2,85	3,00	1.904,25	712,50	3,85	7.331,36	2.743,13
A3-4	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A4-5	2,85	3,00	1.904,25	712,50	6,00	11.425,50	4.275,00
A5-6	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A6-7	2,85	3,00	1.904,25	712,50	4,70	8.949,98	3.348,75
1D-C	1,93	3,00	1.347,65	482,50	5,85	7.883,75	2.822,63
1C-B	0,00	3,00	180,00	0,00	3,00	540,00	0,00
1B-A	1,93	3,00	1.347,65	482,50	5,70	7.681,61	2.750,25
2D-C	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,85	6.830,75	2.822,63
2C-B	1,93	0,00	1.167,65	482,50	3,00	3.502,95	1.447,50
2B-A	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,70	6.655,61	2.750,25
3D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
3C-B	1,93	0,00	1.167,65	482,50	3,00	3.502,95	1.447,50
3B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
4D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
4C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
4B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
5D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
5C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
5B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
6D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
6C-B	2,35	0,00	1.421,75	587,50	3,00	4.265,25	1.762,50
6B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
7D-C	0,00	3,00	180,00	0,00	5,85	1.053,00	0,00
7C-B	2,35	3,00	1.601,75	587,50	3,00	4.805,25	1.762,50
7B-A	0,00	3,00	180,00	0,00	5,70	1.026,00	0,00
Total cargas			57.665,80	22.490,00		283.961,66	110.652,75

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

EDIFICIO B. Detalle de Cargas Segundo Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{SCM}	W _{CV}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D1-2	2,93	3,00	1.952,65	732,50	3,85	7.517,70	2.820,13
D2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
D3-4	2,93	3,00	1.952,65	732,50	6,00	11.715,90	4.395,00
D4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D5-6	2,93	3,00	1.952,65	732,50	6,00	11.715,90	4.395,00
D6-7	0,00	3,00	180,00	0,00	4,70	846,00	0,00
C1-2	2,93	0,00	1.772,65	732,50	3,85	6.824,70	2.820,13
C2-3	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
C3-4	2,93	0,00	1.772,65	732,50	6,00	10.635,90	4.395,00
C4-5	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
C5-6	2,93	0,00	1.772,65	732,50	6,00	10.635,90	4.395,00
C6-7	1,50	0,00	907,50	375,00	4,70	4.265,25	1.762,50
B1-2	2,85	0,00	1.724,25	712,50	3,85	6.638,36	2.743,13
B2-3	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
B3-4	2,85	0,00	1.724,25	712,50	6,00	10.345,50	4.275,00
B4-5	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
B5-6	2,85	0,00	1.724,25	712,50	6,00	10.345,50	4.275,00
B6-7	1,50	0,00	907,50	375,00	4,70	4.265,25	1.762,50
A1-2	2,85	3,00	1.904,25	712,50	3,85	7.331,36	2.743,13
A2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
A3-4	2,85	3,00	1.904,25	712,50	6,00	11.425,50	4.275,00
A4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A5-6	2,85	3,00	1.904,25	712,50	6,00	11.425,50	4.275,00
A6-7	0,00	3,00	180,00	0,00	4,70	846,00	0,00
1D-C	0,00	3,00	180,00	0,00	5,85	1.053,00	0,00
1C-B	1,93	3,00	1.347,65	482,50	3,00	4.042,95	1.447,50
1B-A	0,00	3,00	180,00	0,00	5,70	1.026,00	0,00
2D-C	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,85	6.830,75	2.822,63
2C-B	1,93	0,00	1.167,65	482,50	3,00	3.502,95	1.447,50
2B-A	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,70	6.655,61	2.750,25
3D-C	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,85	6.830,75	2.822,63
3C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
3B-A	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,70	6.655,61	2.750,25
4D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
4C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
4B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
5D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
5C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
5B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
6D-C	2,35	0,00	1.421,75	587,50	5,85	8.317,24	3.436,88
6C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
6B-A	2,35	0,00	1.421,75	587,50	5,70	8.103,98	3.348,75
7D-C	2,35	3,00	1.601,75	587,50	5,85	9.370,24	3.436,88
7C-B	0,00	3,00	180,00	0,00	3,00	540,00	0,00
7B-A	2,35	3,00	1.601,75	587,50	5,70	9.129,98	3.348,75
Total cargas			56.879,30	22.165,00		283.969,52	110.656,00

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

EDIFICIO B. Detalle de Cargas Tercer Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{SCM}	W _{CV}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
D2-3	2,93	3,00	1.952,65	732,50	3,85	7.517,70	2.820,13
D3-4	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D4-5	2,93	3,00	1.952,65	732,50	6,00	11.715,90	4.395,00
D5-6	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D6-7	2,93	3,00	1.952,65	732,50	4,70	9.177,46	3.442,75
C1-2	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
C2-3	2,93	0,00	1.772,65	732,50	3,85	6.824,70	2.820,13
C3-4	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
C4-5	2,93	0,00	1.772,65	732,50	6,00	10.635,90	4.395,00
C5-6	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
C6-7	2,93	0,00	1.772,65	732,50	4,70	8.331,46	3.442,75
B1-2	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
B2-3	2,85	0,00	1.724,25	712,50	3,85	6.638,36	2.743,13
B3-4	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
B4-5	2,85	0,00	1.724,25	712,50	6,00	10.345,50	4.275,00
B5-6	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
B6-7	2,85	0,00	1.724,25	712,50	4,70	8.103,98	3.348,75
A1-2	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
A2-3	2,85	3,00	1.904,25	712,50	3,85	7.331,36	2.743,13
A3-4	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A4-5	2,85	3,00	1.904,25	712,50	6,00	11.425,50	4.275,00
A5-6	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A6-7	2,85	3,00	1.904,25	712,50	4,70	8.949,98	3.348,75
1D-C	1,93	3,00	1.347,65	482,50	5,85	7.883,75	2.822,63
1C-B	0,00	3,00	180,00	0,00	3,00	540,00	0,00
1B-A	1,93	3,00	1.347,65	482,50	5,70	7.681,61	2.750,25
2D-C	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,85	6.830,75	2.822,63
2C-B	1,93	0,00	1.167,65	482,50	3,00	3.502,95	1.447,50
2B-A	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,70	6.655,61	2.750,25
3D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
3C-B	1,93	0,00	1.167,65	482,50	3,00	3.502,95	1.447,50
3B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
4D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
4C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
4B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
5D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
5C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
5B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
6D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
6C-B	2,35	0,00	1.421,75	587,50	3,00	4.265,25	1.762,50
6B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
7D-C	0,00	3,00	180,00	0,00	5,85	1.053,00	0,00
7C-B	2,35	3,00	1.601,75	587,50	3,00	4.805,25	1.762,50
7B-A	0,00	3,00	180,00	0,00	5,70	1.026,00	0,00
Total cargas			57.665,80	22.490,00		283.961,66	110.652,75

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

EDIFICIO B. Detalle de Cargas Cuarto Entrepiso							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{scm}	W _{cv}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D1-2	2,93	3,00	1.952,65	732,50	3,85	7.517,70	2.820,13
D2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
D3-4	2,93	3,00	1.952,65	732,50	6,00	11.715,90	4.395,00
D4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
D5-6	2,93	3,00	1.952,65	732,50	6,00	11.715,90	4.395,00
D6-7	0,00	3,00	180,00	0,00	4,70	846,00	0,00
C1-2	2,93	0,00	1.772,65	732,50	3,85	6.824,70	2.820,13
C2-3	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
C3-4	2,93	0,00	1.772,65	732,50	6,00	10.635,90	4.395,00
C4-5	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
C5-6	2,93	0,00	1.772,65	732,50	6,00	10.635,90	4.395,00
C6-7	1,50	0,00	907,50	375,00	4,70	4.265,25	1.762,50
B1-2	2,85	0,00	1.724,25	712,50	3,85	6.638,36	2.743,13
B2-3	1,50	0,00	907,50	375,00	3,85	3.493,88	1.443,75
B3-4	2,85	0,00	1.724,25	712,50	6,00	10.345,50	4.275,00
B4-5	1,50	0,00	907,50	375,00	6,00	5.445,00	2.250,00
B5-6	2,85	0,00	1.724,25	712,50	6,00	10.345,50	4.275,00
B6-7	1,50	0,00	907,50	375,00	4,70	4.265,25	1.762,50
A1-2	2,85	3,00	1.904,25	712,50	3,85	7.331,36	2.743,13
A2-3	0,00	3,00	180,00	0,00	3,85	693,00	0,00
A3-4	2,85	3,00	1.904,25	712,50	6,00	11.425,50	4.275,00
A4-5	0,00	3,00	180,00	0,00	6,00	1.080,00	0,00
A5-6	2,85	3,00	1.904,25	712,50	6,00	11.425,50	4.275,00
A6-7	0,00	3,00	180,00	0,00	4,70	846,00	0,00
1D-C	0,00	3,00	180,00	0,00	5,85	1.053,00	0,00
1C-B	1,93	3,00	1.347,65	482,50	3,00	4.042,95	1.447,50
1B-A	0,00	3,00	180,00	0,00	5,70	1.026,00	0,00
2D-C	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,85	6.830,75	2.822,63
2C-B	1,93	0,00	1.167,65	482,50	3,00	3.502,95	1.447,50
2B-A	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,70	6.655,61	2.750,25
3D-C	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,85	6.830,75	2.822,63
3C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
3B-A	1,93	0,00	1.167,65	482,50	5,70	6.655,61	2.750,25
4D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
4C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
4B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
5D-C	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,85	10.617,75	4.387,50
5C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
5B-A	3,00	0,00	1.815,00	750,00	5,70	10.345,50	4.275,00
6D-C	2,35	0,00	1.421,75	587,50	5,85	8.317,24	3.436,88
6C-B	3,00	0,00	1.815,00	750,00	3,00	5.445,00	2.250,00
6B-A	2,35	0,00	1.421,75	587,50	5,70	8.103,98	3.348,75
7D-C	2,35	3,00	1.601,75	587,50	5,85	9.370,24	3.436,88
7C-B	0,00	3,00	180,00	0,00	3,00	540,00	0,00
7B-A	2,35	3,00	1.601,75	587,50	5,70	9.129,98	3.348,75
Total cargas			56.879,30	22.165,00		283.969,52	110.656,00

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

EDIFICIO B. Detalle de Cargas Azotea							
Elemento	Ancho tributario	Alto tributario	Sobrecarga muerta	Carga viva	Largo	W _{scm}	W _{cv}
VIGA	(m)	(m)	(Kg/m)	(Kg/m)	(m)	(Kg)	(Kg)
D1-2	0,00	1,50	90,00	0,00	3,85	346,50	0,00
D2-3	2,93	1,50	1.042,25	586,00	3,85	4.012,66	2.256,10
D3-4	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
D4-5	2,93	1,50	1.042,25	586,00	6,00	6.253,50	3.516,00
D5-6	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
D6-7	2,93	1,50	1.042,25	586,00	4,70	4.898,58	2.754,20
C1-2	1,50	0,00	487,50	300,00	3,85	1.876,88	1.155,00
C2-3	2,93	0,00	952,25	586,00	3,85	3.666,16	2.256,10
C3-4	1,50	0,00	487,50	300,00	6,00	2.925,00	1.800,00
C4-5	2,93	0,00	952,25	586,00	6,00	5.713,50	3.516,00
C5-6	1,50	0,00	487,50	300,00	6,00	2.925,00	1.800,00
C6-7	2,93	0,00	952,25	586,00	4,70	4.475,58	2.754,20
B1-2	1,50	0,00	487,50	300,00	3,85	1.876,88	1.155,00
B2-3	2,85	0,00	926,25	570,00	3,85	3.566,06	2.194,50
B3-4	1,50	0,00	487,50	300,00	6,00	2.925,00	1.800,00
B4-5	2,85	0,00	926,25	570,00	6,00	5.557,50	3.420,00
B5-6	1,50	0,00	487,50	300,00	6,00	2.925,00	1.800,00
B6-7	2,85	0,00	926,25	570,00	4,70	4.353,38	2.679,00
A1-2	0,00	1,50	90,00	0,00	3,85	346,50	0,00
A2-3	2,85	1,50	1.016,25	570,00	3,85	3.912,56	2.194,50
A3-4	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
A4-5	2,85	1,50	1.016,25	570,00	6,00	6.097,50	3.420,00
A5-6	0,00	1,50	90,00	0,00	6,00	540,00	0,00
A6-7	2,85	1,50	1.016,25	570,00	4,70	4.776,38	2.679,00
1D-C	1,93	1,50	717,25	386,00	5,85	4.195,91	2.258,10
1C-B	0,00	1,50	90,00	0,00	3,00	270,00	0,00
1B-A	1,93	1,50	717,25	386,00	5,70	4.088,33	2.200,20
2D-C	1,93	0,00	627,25	386,00	5,85	3.669,41	2.258,10
2C-B	1,93	0,00	627,25	386,00	3,00	1.881,75	1.158,00
2B-A	1,93	0,00	627,25	386,00	5,70	3.575,33	2.200,20
3D-C	3,00	0,00	975,00	600,00	5,85	5.703,75	3.510,00
3C-B	1,93	0,00	627,25	386,00	3,00	1.881,75	1.158,00
3B-A	3,00	0,00	975,00	600,00	5,70	5.557,50	3.420,00
4D-C	3,00	0,00	975,00	600,00	5,85	5.703,75	3.510,00
4C-B	3,00	0,00	975,00	600,00	3,00	2.925,00	1.800,00
4B-A	3,00	0,00	975,00	600,00	5,70	5.557,50	3.420,00
5D-C	3,00	0,00	975,00	600,00	5,85	5.703,75	3.510,00
5C-B	3,00	0,00	975,00	600,00	3,00	2.925,00	1.800,00
5B-A	3,00	0,00	975,00	600,00	5,70	5.557,50	3.420,00
6D-C	3,00	0,00	975,00	600,00	5,85	5.703,75	3.510,00
6C-B	2,35	0,00	763,75	470,00	3,00	2.291,25	1.410,00
6B-A	3,00	0,00	975,00	600,00	5,70	5.557,50	3.420,00
7D-C	0,00	1,50	90,00	0,00	5,85	526,50	0,00
7C-B	2,35	1,50	853,75	470,00	3,00	2.561,25	1.410,00
7B-A	0,00	1,50	90,00	0,00	5,70	513,00	0,00
Total cargas			30.857,00	17.992,00		151.939,58	88.522,20

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 11. Centro de Rigidez para el Edificio A, segundo entrepiso f'c 210 kg/cm².

Centro de Rigidez Edificio A: Segundo Piso f'c 210 Kg/cm2							
Elementos	k	x(m)	y(m)	xk	yk	CRx (m)	CRy (m)
COL D2	10.503.349,87	6,00	-	63.020.099,19	-		
COL D3	10.503.349,87	12,00	-	126.040.198,39	-		
COL D4	10.503.349,87	18,50	-	194.311.972,51	-		
COL D5	10.503.349,87	24,50	-	257.332.071,71	-		
COL D6	10.503.349,87	30,50	-	320.352.170,90	-		
COL C1	13.979.958,67	-	3,50	-	48.929.855,35		
COL C2	10.503.349,87	6,00	3,50	63.020.099,19	36.761.724,53		
COL C3	10.503.349,87	12,00	3,50	126.040.198,39	36.761.724,53		
COL C4	10.503.349,87	18,50	3,50	194.311.972,51	36.761.724,53		
COL C5	10.503.349,87	24,50	3,50	257.332.071,71	36.761.724,53		
COL C6	10.503.349,87	30,50	3,50	320.352.170,90	36.761.724,53		
COL B1	10.503.349,87	-	9,50	-	99.781.823,72		
COL B2	10.503.349,87	6,00	9,50	63.020.099,19	99.781.823,72		
COL B3	10.503.349,87	12,00	9,50	126.040.198,39	99.781.823,72		
COL B4	10.503.349,87	18,50	9,50	194.311.972,51	99.781.823,72		
COL B5	10.503.349,87	24,50	9,50	257.332.071,71	99.781.823,72		
COL B6	10.503.349,87	30,50	9,50	320.352.170,90	99.781.823,72		
COL A1	10.503.349,87	-	15,00	-	157.550.247,98		
COL A2	10.503.349,87	6,00	15,00	63.020.099,19	157.550.247,98		
COL A3	10.503.349,87	12,00	15,00	126.040.198,39	157.550.247,98		
COL A4	10.503.349,87	18,50	15,00	194.311.972,51	157.550.247,98		
COL A5	10.503.349,87	24,50	15,00	257.332.071,71	157.550.247,98		
COL A6	10.503.349,87	30,50	15,00	320.352.170,90	157.550.247,98		
VIG D2-3	656.459,37	9,00	-	5.908.134,30	-		
VIG D3-4	516.323,07	15,25	-	7.873.926,82	-		
VIG D4-5	656.459,37	21,50	-	14.113.876,38	-		
VIG D5-6	656.459,37	27,50	-	18.052.632,58	-		
VIG C1-2	656.459,37	3,00	3,50	1.969.378,10	2.297.607,78		
VIG C2-3	656.459,37	9,00	3,50	5.908.134,30	2.297.607,78		
VIG C3-4	516.323,07	15,25	3,50	7.873.926,82	1.807.130,75		
VIG C4-5	656.459,37	21,50	3,50	14.113.876,38	2.297.607,78		
VIG C5-6	656.459,37	27,50	3,50	18.052.632,58	2.297.607,78		
VIG B1-2	547.049,47	3,00	9,50	1.641.148,42	5.196.969,99		
VIG B2-3	547.049,47	9,00	9,50	4.923.445,25	5.196.969,99		
VIG B3-4	430.269,23	15,25	9,50	6.561.605,69	4.087.557,64		
VIG B4-5	547.049,47	21,50	9,50	11.761.563,65	5.196.969,99		
VIG B5-6	547.049,47	27,50	9,50	15.043.860,48	5.196.969,99		
VIG A1-2	656.459,37	3,00	15,00	1.969.378,10	9.846.890,50		
VIG A2-3	656.459,37	9,00	15,00	5.908.134,30	9.846.890,50		
VIG A3-4	516.323,07	15,25	15,00	7.873.926,82	7.744.846,05		
VIG A4-5	656.459,37	21,50	15,00	14.113.876,38	9.846.890,50		
VIG A5-6	656.459,37	27,50	15,00	18.052.632,58	9.846.890,50		
VIG 1A-B	852.262,80	-	12,25	-	10.440.219,29		
VIG 1B-C	656.459,37	-	6,55	-	4.299.808,85		
VIG 2A-B	710.219,00	6,00	12,25	4.261.314,00	8.700.182,74		
VIG 2B-C	548.350,42	6,00	6,55	3.290.102,54	3.591.695,28		
VIG 2C-D	2.769.073,63	6,00	1,75	16.614.441,81	4.845.878,86		
VIG 3A-B	715.274,00	12,00	12,25	8.583.288,03	8.762.106,53		
VIG 3B-C	552.234,89	12,00	6,55	6.626.818,69	3.617.138,54		
VIG 3C-D	2.788.597,31	12,00	1,75	33.463.167,71	4.880.045,29		
VIG 4A-B	720.293,53	18,50	12,25	13.325.430,32	8.823.595,75		
VIG 4B-C	556.092,22	18,50	6,55	10.287.706,16	3.642.404,07		
VIG 4C-D	2.807.985,24	18,50	1,75	51.947.726,97	4.913.974,17		
VIG 5A-B	725.278,32	24,50	12,25	17.769.318,85	8.884.659,43		
VIG 5B-C	559.922,99	24,50	6,55	13.718.113,15	3.667.495,56		
VIG 5C-D	2.827.240,22	24,50	1,75	69.267.385,47	4.947.670,39		
VIG 6A-B	876.274,90	30,50	12,25	26.726.384,45	10.734.367,52		
VIG 6B-C	676.473,26	30,50	6,55	20.632.434,40	4.430.899,85		
VIG 6C-D	3.415.637,94	30,50	1,75	104.176.957,25	5.977.366,40		
TOTALES	279.199.815,13			4.426.632.730,56	1.964.895.824,27	15,8547	7,0376

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 12. Centro de Rigidez para el Edificio A, segundo entrepiso f'c 262,5 kg/cm².

Centro de Rigidez Edificio A: Segundo Piso f'c 262,5 Kg/cm2							
Elementos	k	x(m)	y(m)	xk	yk	CRx (m)	CRy (m)
COL D2	11.743.102,15	6,00	-	70.458.612,87	-		
COL D3	11.743.102,15	12,00	-	140.917.225,75	-		
COL D4	11.743.102,15	18,50	-	217.247.389,69	-		
COL D5	11.743.102,15	24,50	-	287.706.002,57	-		
COL D6	11.743.102,15	30,50	-	358.164.615,44	-		
COL C1	13.979.958,67	-	3,50	-	48.929.855,35		
COL C2	10.503.349,87	6,00	3,50	63.020.099,19	36.761.724,53		
COL C3	10.503.349,87	12,00	3,50	126.040.198,39	36.761.724,53		
COL C4	10.503.349,87	18,50	3,50	194.311.972,51	36.761.724,53		
COL C5	10.503.349,87	24,50	3,50	257.332.071,71	36.761.724,53		
COL C6	10.503.349,87	30,50	3,50	320.352.170,90	36.761.724,53		
COL B1	10.503.349,87	-	9,50	-	99.781.823,72		
COL B2	10.503.349,87	6,00	9,50	63.020.099,19	99.781.823,72		
COL B3	10.503.349,87	12,00	9,50	126.040.198,39	99.781.823,72		
COL B4	10.503.349,87	18,50	9,50	194.311.972,51	99.781.823,72		
COL B5	10.503.349,87	24,50	9,50	257.332.071,71	99.781.823,72		
COL B6	10.503.349,87	30,50	9,50	320.352.170,90	99.781.823,72		
COL A1	10.503.349,87	-	15,00	-	157.550.247,98		
COL A2	10.503.349,87	6,00	15,00	63.020.099,19	157.550.247,98		
COL A3	10.503.349,87	12,00	15,00	126.040.198,39	157.550.247,98		
COL A4	10.503.349,87	18,50	15,00	194.311.972,51	157.550.247,98		
COL A5	10.503.349,87	24,50	15,00	257.332.071,71	157.550.247,98		
COL A6	10.503.349,87	30,50	15,00	320.352.170,90	157.550.247,98		
VIG D2-3	656.459,37	9,00	-	5.908.134,30	-		
VIG D3-4	516.323,07	15,25	-	7.873.926,82	-		
VIG D4-5	656.459,37	21,50	-	14.113.876,38	-		
VIG D5-6	656.459,37	27,50	-	18.052.632,58	-		
VIG C1-2	656.459,37	3,00	3,50	1.969.378,10	2.297.607,78		
VIG C2-3	656.459,37	9,00	3,50	5.908.134,30	2.297.607,78		
VIG C3-4	516.323,07	15,25	3,50	7.873.926,82	1.807.130,75		
VIG C4-5	656.459,37	21,50	3,50	14.113.876,38	2.297.607,78		
VIG C5-6	656.459,37	27,50	3,50	18.052.632,58	2.297.607,78		
VIG B1-2	547.049,47	3,00	9,50	1.641.148,42	5.196.969,99		
VIG B2-3	547.049,47	9,00	9,50	4.923.445,25	5.196.969,99		
VIG B3-4	430.269,23	15,25	9,50	6.561.605,69	4.087.557,64		
VIG B4-5	547.049,47	21,50	9,50	11.761.563,65	5.196.969,99		
VIG B5-6	547.049,47	27,50	9,50	15.043.860,48	5.196.969,99		
VIG A1-2	656.459,37	3,00	15,00	1.969.378,10	9.846.890,50		
VIG A2-3	656.459,37	9,00	15,00	5.908.134,30	9.846.890,50		
VIG A3-4	516.323,07	15,25	15,00	7.873.926,82	7.744.846,05		
VIG A4-5	656.459,37	21,50	15,00	14.113.876,38	9.846.890,50		
VIG A5-6	656.459,37	27,50	15,00	18.052.632,58	9.846.890,50		
VIG 1A-B	852.262,80	-	12,25	-	10.440.219,29		
VIG 1B-C	656.459,37	-	6,55	-	4.299.808,85		
VIG 2A-B	710.219,00	6,00	12,25	4.261.314,00	8.700.182,74		
VIG 2B-C	548.350,42	6,00	6,55	3.290.102,54	3.591.695,28		
VIG 2C-D	2.769.073,63	6,00	1,75	16.614.441,81	4.845.878,86		
VIG 3A-B	715.274,00	12,00	12,25	8.583.288,03	8.762.106,53		
VIG 3B-C	552.234,89	12,00	6,55	6.626.818,69	3.617.138,54		
VIG 3C-D	2.788.597,31	12,00	1,75	33.463.167,71	4.880.045,29		
VIG 4A-B	720.293,53	18,50	12,25	13.325.430,32	8.823.595,75		
VIG 4B-C	556.092,22	18,50	6,55	10.287.706,16	3.642.404,07		
VIG 4C-D	2.807.985,24	18,50	1,75	51.947.726,97	4.913.974,17		
VIG 5A-B	725.278,32	24,50	12,25	17.769.318,85	8.884.659,43		
VIG 5B-C	559.922,99	24,50	6,55	13.718.113,15	3.667.495,56		
VIG 5C-D	2.827.240,22	24,50	1,75	69.267.385,47	4.947.670,39		
VIG 6A-B	876.274,90	30,50	12,25	26.726.384,45	10.734.367,52		
VIG 6B-C	676.473,26	30,50	6,55	20.632.434,40	4.430.899,85		
VIG 6C-D	3.415.637,94	30,50	1,75	104.176.957,25	5.977.366,40		
TOTALES	285.398.576,53			4.540.070.064,17	1.964.895.824,27	15,9078	6,8847

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 13. Centro de Rigidez para el Edificio B, tercer entrepiso f'c 210 kg/cm².

Centro de Rigidez Edificio B: Tercer Piso f'c 210 Kg/cm2							
Elementos	k	x(m)	y(m)	xk	yk	CRx (m)	CRy (m)
COL D1	10.503.349,87	-	-	-	-		
COL D2	10.503.349,87	3,85	-	40.437.896,98	-		
COL D3	10.503.349,87	7,70	-	80.875.793,97	-		
COL D4	10.503.349,87	13,70	-	143.895.893,16	-		
COL D5	10.503.349,87	19,70	-	206.915.992,35	-		
COL D6	10.503.349,87	25,70	-	269.936.091,55	-		
COL D7	10.503.349,87	30,40	-	319.301.835,92	-		
COL C1	10.503.349,87	-	5,84	-	61.339.563,22		
COL C2	10.503.349,87	3,85	5,84	40.437.896,98	61.339.563,22		
COL C3	10.503.349,87	7,70	5,84	80.875.793,97	61.339.563,22		
COL C4	10.503.349,87	13,70	5,84	143.895.893,16	61.339.563,22		
COL C5	10.503.349,87	19,70	5,84	206.915.992,35	61.339.563,22		
COL C6	10.503.349,87	25,70	5,84	269.936.091,55	61.339.563,22		
COL C7	10.503.349,87	30,40	5,84	319.301.835,92	61.339.563,22		
COL B1	10.503.349,87	-	8,84	-	92.849.612,81		
COL B2	10.503.349,87	3,85	8,84	40.437.896,98	92.849.612,81		
COL B3	10.503.349,87	7,70	8,84	80.875.793,97	92.849.612,81		
COL B4	10.503.349,87	13,70	8,84	143.895.893,16	92.849.612,81		
COL B5	10.503.349,87	19,70	8,84	206.915.992,35	92.849.612,81		
COL B6	10.503.349,87	25,70	8,84	269.936.091,55	92.849.612,81		
COL B7	10.503.349,87	30,40	8,84	319.301.835,92	92.849.612,81		
COL A1	10.503.349,87	-	14,55	-	152.823.740,55		
COL A2	10.503.349,87	3,85	14,55	40.437.896,98	152.823.740,55		
COL A3	10.503.349,87	7,70	14,55	80.875.793,97	152.823.740,55		
COL A4	10.503.349,87	13,70	14,55	143.895.893,16	152.823.740,55		
COL A5	10.503.349,87	19,70	14,55	206.915.992,35	152.823.740,55		
COL A6	10.503.349,87	25,70	14,55	269.936.091,55	152.823.740,55		
COL A7	10.503.349,87	30,40	14,55	319.301.835,92	152.823.740,55		
VIG D1-2	2.484.731,19	1,92	-	4.770.683,89	-		
VIG D2-3	2.484.731,19	5,77	-	14.336.898,98	-		
VIG D3-4	656.459,37	10,70	-	7.024.115,22	-		
VIG D4-5	656.459,37	16,70	-	10.962.871,42	-		
VIG D5-6	656.459,37	22,70	-	14.901.627,62	-		
VIG D6-7	1.365.739,99	28,05	-	38.309.006,77	-		
VIG C1-2	2.484.731,19	1,92	5,84	4.770.683,89	14.510.830,16		
VIG C2-3	2.484.731,19	5,77	5,84	14.336.898,98	14.510.830,16		
VIG C3-4	656.459,37	10,70	5,84	7.024.115,22	3.833.722,70		
VIG C4-5	656.459,37	16,70	5,84	10.962.871,42	3.833.722,70		
VIG C5-6	656.459,37	22,70	5,84	14.901.627,62	3.833.722,70		
VIG C6-7	1.365.739,99	28,05	5,84	38.309.006,77	7.975.921,55		
VIG B1-2	2.484.731,19	1,92	8,84	4.770.683,89	21.965.023,74		
VIG B2-3	2.484.731,19	5,77	8,84	14.336.898,98	21.965.023,74		
VIG B3-4	656.459,37	10,70	8,84	7.024.115,22	5.803.100,80		
VIG B4-5	656.459,37	16,70	8,84	10.962.871,42	5.803.100,80		
VIG B5-6	656.459,37	22,70	8,84	14.901.627,62	5.803.100,80		
VIG B6-7	1.365.739,99	28,05	8,84	38.309.006,77	12.073.141,53		
VIG A1-2	2.484.731,19	1,92	14,55	4.770.683,89	36.152.838,85		
VIG A2-3	2.484.731,19	5,77	14,55	14.336.898,98	36.152.838,85		
VIG A3-4	656.459,37	10,70	14,55	7.024.115,22	9.551.483,78		
VIG A4-5	656.459,37	16,70	14,55	10.962.871,42	9.551.483,78		
VIG A5-6	656.459,37	22,70	14,55	14.901.627,62	9.551.483,78		
VIG A6-7	1.365.739,99	28,05	14,55	38.309.006,77	19.871.516,88		
VIG 1D-C	708.262,10	-	2,92	-	2.068.125,33		
VIG 1C-B	5.251.674,93	-	7,35	-	38.599.810,76		
VIG 1B-A	765.661,89	-	11,70	-	8.958.244,16		
VIG 2D-C	708.262,10	3,85	2,92	2.726.809,08	2.068.125,33		
VIG 2C-B	5.251.674,93	3,85	7,35	20.218.948,49	38.599.810,76		
VIG 2B-A	765.661,89	3,85	11,70	2.947.798,29	8.958.244,16		
VIG 3D-C	708.262,10	7,70	2,92	5.453.618,16	2.068.125,33		
VIG 3C-B	5.251.674,93	7,70	7,35	40.437.896,98	38.599.810,76		
VIG 3B-A	765.661,89	7,70	11,70	5.895.596,59	8.958.244,16		
VIG 4D-C	708.262,10	13,70	2,92	9.703.190,76	2.068.125,33		
VIG 4C-B	5.251.674,93	13,70	7,35	71.947.946,58	38.599.810,76		
VIG 4B-A	765.661,89	13,70	11,70	10.489.567,95	8.958.244,16		
VIG 5D-C	708.262,10	19,70	2,92	13.952.763,35	2.068.125,33		
VIG 5C-B	5.251.674,93	19,70	7,35	103.457.996,18	38.599.810,76		
VIG 5B-A	765.661,89	19,70	11,70	15.083.539,32	8.958.244,16		
VIG 6D-C	708.262,10	25,70	2,92	18.202.335,95	2.068.125,33		
VIG 6C-B	5.251.674,93	25,70	7,35	134.968.045,77	38.599.810,76		
VIG 6B-A	765.661,89	25,70	11,70	19.677.510,68	8.958.244,16		
VIG 7D-C	708.262,10	30,40	2,92	21.531.167,82	2.068.125,33		
VIG 7C-B	5.251.674,93	30,40	7,35	159.650.917,96	38.599.810,76		
VIG 7B-A	765.661,89	30,40	11,70	23.276.121,59	8.958.244,16		
TOTALES	374.391.310,63			5.286.296.602,84	2.739.216.565,08	14,1197	7,3165

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 14. Centro de Rigidez para el Edificio B, tercer entrepiso f'c 262,5 kg/cm².

Centro de Rigidez Edificio B: Tercer Piso f'c 262,5 Kg/cm2							
Elementos	k	x(m)	y(m)	xk	yk	CRx (m)	CRy (m)
COL D1	11.743.102,15	-	-	-	-		
COL D2	11.743.102,15	3,85	-	45.210.943,26	-		
COL D3	10.503.349,87	7,70	-	80.875.793,97	-		
COL D4	10.503.349,87	13,70	-	143.895.893,16	-		
COL D5	10.503.349,87	19,70	-	206.915.992,35	-		
COL D6	10.503.349,87	25,70	-	269.936.091,55	-		
COL D7	10.503.349,87	30,40	-	319.301.835,92	-		
COL C1	11.743.102,15	-	5,84	-	68.579.716,53		
COL C2	10.503.349,87	3,85	5,84	40.437.896,98	61.339.563,22		
COL C3	10.503.349,87	7,70	5,84	80.875.793,97	61.339.563,22		
COL C4	10.503.349,87	13,70	5,84	143.895.893,16	61.339.563,22		
COL C5	10.503.349,87	19,70	5,84	206.915.992,35	61.339.563,22		
COL C6	10.503.349,87	25,70	5,84	269.936.091,55	61.339.563,22		
COL C7	10.503.349,87	30,40	5,84	319.301.835,92	61.339.563,22		
COL B1	11.743.102,15	-	8,84	-	103.809.022,97		
COL B2	10.503.349,87	3,85	8,84	40.437.896,98	92.849.612,81		
COL B3	10.503.349,87	7,70	8,84	80.875.793,97	92.849.612,81		
COL B4	10.503.349,87	13,70	8,84	143.895.893,16	92.849.612,81		
COL B5	10.503.349,87	19,70	8,84	206.915.992,35	92.849.612,81		
COL B6	10.503.349,87	25,70	8,84	269.936.091,55	92.849.612,81		
COL B7	10.503.349,87	30,40	8,84	319.301.835,92	92.849.612,81		
COL A1	11.743.102,15	-	14,55	-	170.862.136,22		
COL A2	10.503.349,87	3,85	14,55	40.437.896,98	152.823.740,55		
COL A3	10.503.349,87	7,70	14,55	80.875.793,97	152.823.740,55		
COL A4	10.503.349,87	13,70	14,55	143.895.893,16	152.823.740,55		
COL A5	10.503.349,87	19,70	14,55	206.915.992,35	152.823.740,55		
COL A6	10.503.349,87	25,70	14,55	269.936.091,55	152.823.740,55		
COL A7	10.503.349,87	30,40	14,55	319.301.835,92	152.823.740,55		
VIG D1-2	2.484.731,19	1,92	-	4.770.683,89	-		
VIG D2-3	2.484.731,19	5,77	-	14.336.898,98	-		
VIG D3-4	656.459,37	10,70	-	7.024.115,22	-		
VIG D4-5	656.459,37	16,70	-	10.962.871,42	-		
VIG D5-6	656.459,37	22,70	-	14.901.627,62	-		
VIG D6-7	1.365.739,99	28,05	-	38.309.006,77	-		
VIG C1-2	2.484.731,19	1,92	5,84	4.770.683,89	14.510.830,16		
VIG C2-3	2.484.731,19	5,77	5,84	14.336.898,98	14.510.830,16		
VIG C3-4	656.459,37	10,70	5,84	7.024.115,22	3.833.722,70		
VIG C4-5	656.459,37	16,70	5,84	10.962.871,42	3.833.722,70		
VIG C5-6	656.459,37	22,70	5,84	14.901.627,62	3.833.722,70		
VIG C6-7	1.365.739,99	28,05	5,84	38.309.006,77	7.975.921,55		
VIG B1-2	2.484.731,19	1,92	8,84	4.770.683,89	21.965.023,74		
VIG B2-3	2.484.731,19	5,77	8,84	14.336.898,98	21.965.023,74		
VIG B3-4	656.459,37	10,70	8,84	7.024.115,22	5.803.100,80		
VIG B4-5	656.459,37	16,70	8,84	10.962.871,42	5.803.100,80		
VIG B5-6	656.459,37	22,70	8,84	14.901.627,62	5.803.100,80		
VIG B6-7	1.365.739,99	28,05	8,84	38.309.006,77	12.073.141,53		
VIG A1-2	2.484.731,19	1,92	14,55	4.770.683,89	36.152.838,85		
VIG A2-3	2.484.731,19	5,77	14,55	14.336.898,98	36.152.838,85		
VIG A3-4	656.459,37	10,70	14,55	7.024.115,22	9.551.483,78		
VIG A4-5	656.459,37	16,70	14,55	10.962.871,42	9.551.483,78		
VIG A5-6	656.459,37	22,70	14,55	14.901.627,62	9.551.483,78		
VIG A6-7	1.365.739,99	28,05	14,55	38.309.006,77	19.871.516,88		
VIG 1D-C	708.262,10	-	2,92	-	2.068.125,33		
VIG 1C-B	5.251.674,93	-	7,35	-	38.599.810,76		
VIG 1B-A	765.661,89	-	11,70	-	8.958.244,16		
VIG 2D-C	708.262,10	3,85	2,92	2.726.809,08	2.068.125,33		
VIG 2C-B	5.251.674,93	3,85	7,35	20.218.948,49	38.599.810,76		
VIG 2B-A	765.661,89	3,85	11,70	2.947.798,29	8.958.244,16		
VIG 3D-C	708.262,10	7,70	2,92	5.453.618,16	2.068.125,33		
VIG 3C-B	5.251.674,93	7,70	7,35	40.437.896,98	38.599.810,76		
VIG 3B-A	765.661,89	7,70	11,70	5.895.596,59	8.958.244,16		
VIG 4D-C	708.262,10	13,70	2,92	9.703.190,76	2.068.125,33		
VIG 4C-B	5.251.674,93	13,70	7,35	71.947.946,58	38.599.810,76		
VIG 4B-A	765.661,89	13,70	11,70	10.489.567,95	8.958.244,16		
VIG 5D-C	708.262,10	19,70	2,92	13.952.763,35	2.068.125,33		
VIG 5C-B	5.251.674,93	19,70	7,35	103.457.996,18	38.599.810,76		
VIG 5B-A	765.661,89	19,70	11,70	15.083.539,32	8.958.244,16		
VIG 6D-C	708.262,10	25,70	2,92	18.202.335,95	2.068.125,33		
VIG 6C-B	5.251.674,93	25,70	7,35	134.968.045,77	38.599.810,76		
VIG 6B-A	765.661,89	25,70	11,70	19.677.510,68	8.958.244,16		
VIG 7D-C	708.262,10	30,40	2,92	21.531.167,82	2.068.125,33		
VIG 7C-B	5.251.674,93	30,40	7,35	159.650.917,96	38.599.810,76		
VIG 7B-A	765.661,89	30,40	11,70	23.276.121,59	8.958.244,16		
TOTALES	380.590.072,03			5.291.069.649,12	2.775.454.524,23	13,9023	7,2925

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 15. Centro de Masa para el Edificio A, segundo entrepiso f'c 210 kg/cm².

Centro de Masa Edificio A: Segundo Piso f'c 210 Kg/cm2							
Elementos	W(Kg)	x(m)	y(m)	Wx	Wy	CMx (m)	CMy (m)
COL D2	2.592,00	6,00	-	15.552,00	-		
COL D3	2.592,00	12,00	-	31.104,00	-		
COL D4	2.592,00	18,50	-	47.952,00	-		
COL D5	2.592,00	24,50	-	63.504,00	-		
COL D6	2.592,00	30,50	-	79.056,00	-		
COL C1	2.851,20	-	3,50	-	9.979,20		
COL C2	2.592,00	6,00	3,50	15.552,00	9.072,00		
COL C3	2.592,00	12,00	3,50	31.104,00	9.072,00		
COL C4	2.592,00	18,50	3,50	47.952,00	9.072,00		
COL C5	2.592,00	24,50	3,50	63.504,00	9.072,00		
COL C6	2.592,00	30,50	3,50	79.056,00	9.072,00		
COL B1	2.592,00	-	9,50	-	24.624,00		
COL B2	2.592,00	6,00	9,50	15.552,00	24.624,00		
COL B3	2.592,00	12,00	9,50	31.104,00	24.624,00		
COL B4	2.592,00	18,50	9,50	47.952,00	24.624,00		
COL B5	2.592,00	24,50	9,50	63.504,00	24.624,00		
COL B6	2.592,00	30,50	9,50	79.056,00	24.624,00		
COL A1	2.592,00	-	15,00	-	38.880,00		
COL A2	2.592,00	6,00	15,00	15.552,00	38.880,00		
COL A3	2.592,00	12,00	15,00	31.104,00	38.880,00		
COL A4	2.592,00	18,50	15,00	47.952,00	38.880,00		
COL A5	2.592,00	24,50	15,00	63.504,00	38.880,00		
COL A6	2.592,00	30,50	15,00	79.056,00	38.880,00		
VIG D2-3	2.592,00	9,00	-	23.328,00	-		
VIG D3-4	2.808,00	15,25	-	42.822,00	-		
VIG D4-5	2.592,00	21,50	-	55.728,00	-		
VIG D5-6	2.592,00	27,50	-	71.280,00	-		
VIG C1-2	2.592,00	3,00	3,50	7.776,00	9.072,00		
VIG C2-3	2.592,00	9,00	3,50	23.328,00	9.072,00		
VIG C3-4	2.808,00	15,25	3,50	42.822,00	9.828,00		
VIG C4-5	2.592,00	21,50	3,50	55.728,00	9.072,00		
VIG C5-6	2.592,00	27,50	3,50	71.280,00	9.072,00		
VIG B1-2	2.160,00	3,00	9,50	6.480,00	20.520,00		
VIG B2-3	2.160,00	9,00	9,50	19.440,00	20.520,00		
VIG B3-4	2.340,00	15,25	9,50	35.685,00	22.230,00		
VIG B4-5	2.160,00	21,50	9,50	46.440,00	20.520,00		
VIG B5-6	2.160,00	27,50	9,50	59.400,00	20.520,00		
VIG A1-2	2.592,00	3,00	15,00	7.776,00	38.880,00		
VIG A2-3	2.592,00	9,00	15,00	23.328,00	38.880,00		
VIG A3-4	2.808,00	15,25	15,00	42.822,00	42.120,00		
VIG A4-5	2.592,00	21,50	15,00	55.728,00	38.880,00		
VIG A5-6	2.592,00	27,50	15,00	71.280,00	38.880,00		
VIG 1A-B	2.376,00	-	12,25	-	29.106,00		
VIG 1B-C	2.592,00	-	6,55	-	16.977,60		
VIG 2A-B	1.980,00	6,00	12,25	11.880,00	24.255,00		
VIG 2B-C	2.160,00	6,00	6,55	12.960,00	14.148,00		
VIG 2C-D	1.260,00	6,00	1,75	7.560,00	2.205,00		
VIG 3A-B	1.980,00	12,00	12,25	23.760,00	24.255,00		
VIG 3B-C	2.160,00	12,00	6,55	25.920,00	14.148,00		
VIG 3C-D	1.260,00	12,00	1,75	15.120,00	2.205,00		
VIG 4A-B	1.980,00	18,50	12,25	36.630,00	24.255,00		
VIG 4B-C	2.160,00	18,50	6,55	39.960,00	14.148,00		
VIG 4C-D	1.260,00	18,50	1,75	23.310,00	2.205,00		
VIG 5A-B	1.980,00	24,50	12,25	48.510,00	24.255,00		
VIG 5B-C	2.160,00	24,50	6,55	52.920,00	14.148,00		
VIG 5C-D	1.260,00	24,50	1,75	30.870,00	2.205,00		
VIG 6A-B	2.376,00	30,50	12,25	72.468,00	29.106,00		
VIG 6B-C	2.592,00	30,50	6,55	79.056,00	16.977,60		
VIG 6C-D	1.512,00	30,50	1,75	46.116,00	2.646,00		
Entrepiso	289.713,90	15,83	7,76	4.586.275,58	2.249.153,82		
TOTALES	430.553,10			6.824.458,58	3.290.828,22	15,8504	7,6433

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 16. Detalle del centroide para el Edificio A, segundo entrepiso.

Fig.	Área	x(m)	y(m)	Ax	Ay	x(m)	y(m)
1	456,3	15,25	7,49	6.958,58	3.417,69		
2	-20,64	3	1,72	(61,92)	(35,50)		
	435,66			6.896,66	3.382,19	15,8304	7,7634

Fuente: Elaboración propia

Apéndice 17. Detalle de pesos de la sobre carga muerta aplicados para el Edificio A, segundo entrepiso.

Cargas de entrepiso		Fuente
Peso del entrepiso Pretensado t=20	325,00 Kg/m ²	https://www.eurobau.co.cr/entrepisos-pretensados
Peso del mobiliario y Equipo	100,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de los acabados	50,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de la cerámica	60,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso del cielo e instalaciones electrome	40,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de las divisiones livianas	30,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de la ventanería	60,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
TOTALES	665,00 Kg/m²	

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 18. Centro de Masa para el Edificio A, segundo entrepiso f'c 262,5 kg/cm².

Centro de Masa Edificio A: Segundo Piso f'c 262,5 Kg/cm2							
Elementos	W(Kg)	x(m)	y(m)	Wx	Wy	CMx (m)	CMy (m)
COL D2	2.592,00	6,00	-	15.552,00	-		
COL D3	2.592,00	12,00	-	31.104,00	-		
COL D4	2.592,00	18,50	-	47.952,00	-		
COL D5	2.592,00	24,50	-	63.504,00	-		
COL D6	2.592,00	30,50	-	79.056,00	-		
COL C1	2.851,20	-	3,50	-	9.979,20		
COL C2	2.592,00	6,00	3,50	15.552,00	9.072,00		
COL C3	2.592,00	12,00	3,50	31.104,00	9.072,00		
COL C4	2.592,00	18,50	3,50	47.952,00	9.072,00		
COL C5	2.592,00	24,50	3,50	63.504,00	9.072,00		
COL C6	2.592,00	30,50	3,50	79.056,00	9.072,00		
COL B1	2.592,00	-	9,50	-	24.624,00		
COL B2	2.592,00	6,00	9,50	15.552,00	24.624,00		
COL B3	2.592,00	12,00	9,50	31.104,00	24.624,00		
COL B4	2.592,00	18,50	9,50	47.952,00	24.624,00		
COL B5	2.592,00	24,50	9,50	63.504,00	24.624,00		
COL B6	2.592,00	30,50	9,50	79.056,00	24.624,00		
COL A1	2.592,00	-	15,00	-	38.880,00		
COL A2	2.592,00	6,00	15,00	15.552,00	38.880,00		
COL A3	2.592,00	12,00	15,00	31.104,00	38.880,00		
COL A4	2.592,00	18,50	15,00	47.952,00	38.880,00		
COL A5	2.592,00	24,50	15,00	63.504,00	38.880,00		
COL A6	2.592,00	30,50	15,00	79.056,00	38.880,00		
VIG D2-3	2.592,00	9,00	-	23.328,00	-		
VIG D3-4	2.808,00	15,25	-	42.822,00	-		
VIG D4-5	2.592,00	21,50	-	55.728,00	-		
VIG D5-6	2.592,00	27,50	-	71.280,00	-		
VIG C1-2	2.592,00	3,00	3,50	7.776,00	9.072,00		
VIG C2-3	2.592,00	9,00	3,50	23.328,00	9.072,00		
VIG C3-4	2.808,00	15,25	3,50	42.822,00	9.828,00		
VIG C4-5	2.592,00	21,50	3,50	55.728,00	9.072,00		
VIG C5-6	2.592,00	27,50	3,50	71.280,00	9.072,00		
VIG B1-2	2.160,00	3,00	9,50	6.480,00	20.520,00		
VIG B2-3	2.160,00	9,00	9,50	19.440,00	20.520,00		
VIG B3-4	2.340,00	15,25	9,50	35.685,00	22.230,00		
VIG B4-5	2.160,00	21,50	9,50	46.440,00	20.520,00		
VIG B5-6	2.160,00	27,50	9,50	59.400,00	20.520,00		
VIG A1-2	2.592,00	3,00	15,00	7.776,00	38.880,00		
VIG A2-3	2.592,00	9,00	15,00	23.328,00	38.880,00		
VIG A3-4	2.808,00	15,25	15,00	42.822,00	42.120,00		
VIG A4-5	2.592,00	21,50	15,00	55.728,00	38.880,00		
VIG A5-6	2.592,00	27,50	15,00	71.280,00	38.880,00		
VIG 1A-B	2.376,00	-	12,25	-	29.106,00		
VIG 1B-C	2.592,00	-	6,55	-	16.977,60		
VIG 2A-B	1.980,00	6,00	12,25	11.880,00	24.255,00		
VIG 2B-C	2.160,00	6,00	6,55	12.960,00	14.148,00		
VIG 2C-D	1.260,00	6,00	1,75	7.560,00	2.205,00		
VIG 3A-B	1.980,00	12,00	12,25	23.760,00	24.255,00		
VIG 3B-C	2.160,00	12,00	6,55	25.920,00	14.148,00		
VIG 3C-D	1.260,00	12,00	1,75	15.120,00	2.205,00		
VIG 4A-B	1.980,00	18,50	12,25	36.630,00	24.255,00		
VIG 4B-C	2.160,00	18,50	6,55	39.960,00	14.148,00		
VIG 4C-D	1.260,00	18,50	1,75	23.310,00	2.205,00		
VIG 5A-B	1.980,00	24,50	12,25	48.510,00	24.255,00		
VIG 5B-C	2.160,00	24,50	6,55	52.920,00	14.148,00		
VIG 5C-D	1.260,00	24,50	1,75	30.870,00	2.205,00		
VIG 6A-B	2.376,00	30,50	12,25	72.468,00	29.106,00		
VIG 6B-C	2.592,00	30,50	6,55	79.056,00	16.977,60		
VIG 6C-D	1.512,00	30,50	1,75	46.116,00	2.646,00		
Entrepiso	289.713,90	15,83	7,76	4.586.275,58	2.249.153,82		
TOTALES	430.553,10			6.824.458,58	3.290.828,22	15,8504	7,6433

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 19. Centro de Masa para el Edificio B, tercer entrepiso f'c 210 kg/cm².

Centro de Masa Edificio B: Tercer Piso f'c 210 Kg/cm2							
Elementos	W(Kg)	x(m)	y(m)	Wx	Wy	CMx (m)	CMy (m)
COL D1	2.592,00	-	-	-	-		
COL D2	2.592,00	3,85	-	9.979,20	-		
COL D3	2.592,00	7,70	-	19.958,40	-		
COL D4	2.592,00	13,70	-	35.510,40	-		
COL D5	2.592,00	19,70	-	51.062,40	-		
COL D6	2.592,00	25,70	-	66.614,40	-		
COL D7	2.592,00	30,40	-	78.796,80	-		
COL C1	2.592,00	-	5,84	-	15.137,28		
COL C2	2.592,00	3,85	5,84	9.979,20	15.137,28		
COL C3	2.592,00	7,70	5,84	19.958,40	15.137,28		
COL C4	2.592,00	13,70	5,84	35.510,40	15.137,28		
COL C5	2.592,00	19,70	5,84	51.062,40	15.137,28		
COL C6	2.592,00	25,70	5,84	66.614,40	15.137,28		
COL C7	2.592,00	30,40	5,84	78.796,80	15.137,28		
COL B1	2.592,00	-	8,84	-	22.913,28		
COL B2	2.592,00	3,85	8,84	9.979,20	22.913,28		
COL B3	2.592,00	7,70	8,84	19.958,40	22.913,28		
COL B4	2.592,00	13,70	8,84	35.510,40	22.913,28		
COL B5	2.592,00	19,70	8,84	51.062,40	22.913,28		
COL B6	2.592,00	25,70	8,84	66.614,40	22.913,28		
COL B7	2.592,00	30,40	8,84	78.796,80	22.913,28		
COL A1	2.592,00	-	14,55	-	37.713,60		
COL A2	2.592,00	3,85	14,55	9.979,20	37.713,60		
COL A3	2.592,00	7,70	14,55	19.958,40	37.713,60		
COL A4	2.592,00	13,70	14,55	35.510,40	37.713,60		
COL A5	2.592,00	19,70	14,55	51.062,40	37.713,60		
COL A6	2.592,00	25,70	14,55	66.614,40	37.713,60		
COL A7	2.592,00	30,40	14,55	78.796,80	37.713,60		
VIG D1-2	1.663,20	1,92	-	3.193,34	-		
VIG D2-3	1.663,20	5,77	-	9.596,66	-		
VIG D3-4	2.592,00	10,70	-	27.734,40	-		
VIG D4-5	2.592,00	16,70	-	43.286,40	-		
VIG D5-6	2.592,00	22,70	-	58.838,40	-		
VIG D6-7	2.030,40	28,05	-	56.952,72	-		
VIG C1-2	1.663,20	1,92	5,84	3.193,34	9.713,09		
VIG C2-3	1.663,20	5,77	5,84	9.596,66	9.713,09		
VIG C3-4	2.592,00	10,70	5,84	27.734,40	15.137,28		
VIG C4-5	2.592,00	16,70	5,84	43.286,40	15.137,28		
VIG C5-6	2.592,00	22,70	5,84	58.838,40	15.137,28		
VIG C6-7	2.030,40	28,05	5,84	56.952,72	11.857,54		
VIG B1-2	1.663,20	1,92	8,84	3.193,34	14.702,69		
VIG B2-3	1.663,20	5,77	8,84	9.596,66	14.702,69		
VIG B3-4	2.592,00	10,70	8,84	27.734,40	22.913,28		
VIG B4-5	2.592,00	16,70	8,84	43.286,40	22.913,28		
VIG B5-6	2.592,00	22,70	8,84	58.838,40	22.913,28		
VIG B6-7	2.030,40	28,05	8,84	56.952,72	17.948,74		
VIG A1-2	1.663,20	1,92	14,55	3.193,34	24.199,56		
VIG A2-3	1.663,20	5,77	14,55	9.596,66	24.199,56		
VIG A3-4	2.592,00	10,70	14,55	27.734,40	37.713,60		
VIG A4-5	2.592,00	16,70	14,55	43.286,40	37.713,60		
VIG A5-6	2.592,00	22,70	14,55	58.838,40	37.713,60		
VIG A6-7	2.030,40	28,05	14,55	56.952,72	29.542,32		
VIG 1D-C	2.527,20	-	2,92	-	7.379,42		
VIG 1C-B	1.296,00	-	7,35	-	9.525,60		
VIG 1B-A	2.462,40	-	11,70	-	28.810,08		
VIG 2D-C	2.527,20	3,85	2,92	9.729,72	7.379,42		
VIG 2C-B	1.296,00	3,85	7,35	4.989,60	9.525,60		
VIG 2B-A	2.462,40	3,85	11,70	9.480,24	28.810,08		
VIG 3D-C	2.527,20	7,70	2,92	19.459,44	7.379,42		
VIG 3C-B	1.296,00	7,70	7,35	9.979,20	9.525,60		
VIG 3B-A	2.462,40	7,70	11,70	18.960,48	28.810,08		
VIG 4D-C	2.527,20	13,70	2,92	34.622,64	7.379,42		
VIG 4C-B	1.296,00	13,70	7,35	17.755,20	9.525,60		
VIG 4B-A	2.462,40	13,70	11,70	33.734,88	28.810,08		
VIG 5D-C	2.527,20	19,70	2,92	49.785,84	7.379,42		
VIG 5C-B	1.296,00	19,70	7,35	25.531,20	9.525,60		
VIG 5B-A	2.462,40	19,70	11,70	48.509,28	28.810,08		
VIG 6D-C	2.527,20	25,70	2,92	64.949,04	7.379,42		
VIG 6C-B	1.296,00	25,70	7,35	33.307,20	9.525,60		
VIG 6B-A	2.462,40	25,70	11,70	63.283,68	28.810,08		
VIG 7D-C	2.527,20	30,40	2,92	76.826,88	7.379,42		
VIG 7C-B	1.296,00	30,40	7,35	39.398,40	9.525,60		
VIG 7B-A	2.462,40	30,40	11,70	74.856,96	28.810,08		
Entrepiso	294.116,20	15,20	7,28	4.470.566,24	2.139.695,36		
TOTALES	463.222,60			6.951.820,23	3.373.921,95	15,0075	7,2836

Fuente: Elaboración

propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 20. Detalle del centroide para el Edificio B, tercer entrepiso.

Fig.	Área (m ²)	x(m)	y(m)	Ax	Ay	x(m)	y(m)
1	442,28	15,2	7,275	6.722,66	3.217,59		
	442,28			6.722,66	3.217,59	15,20	7,28

Fuente: Elaboración propia

Apéndice 21. Detalle de pesos de la sobrecarga muerta aplicados para el Edificio B, tercer entrepiso.

Cargas de entrepiso		Fuente
Peso del entrepiso Pretensado t=20	325,00 Kg/m ²	https://www.eurobau.co.cr/entrepisos-pretensado
Peso del mobiliario y Equipo	100,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de los acabados	50,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de la cerámica	60,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso del cielo e instalaciones electromecá	40,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de las divisiones livianas	30,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
Peso de la ventanería	60,00 Kg/m ²	Curso: Análisis estructural
TOTALES	665,00 Kg/m²	

Fuente:

Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 22. Centro de Masa Edificio B, segundo entrepiso $f'c262,5 \text{ kg/cm}^2$.

Centro de Masa Edificio B: Tercer Piso $f'c 262,5 \text{ Kg/cm}^2$							
Elementos	W(Kg)	x(m)	y(m)	Wx	Wy	CMx (m)	CMy (m)
COL D1	2.592,00	-	-	-	-		
COL D2	2.592,00	3,85	-	9.979,20	-		
COL D3	2.592,00	7,70	-	19.958,40	-		
COL D4	2.592,00	13,70	-	35.510,40	-		
COL D5	2.592,00	19,70	-	51.062,40	-		
COL D6	2.592,00	25,70	-	66.614,40	-		
COL D7	2.592,00	30,40	-	78.796,80	-		
COL C1	2.592,00	-	5,84	-	15.137,28		
COL C2	2.592,00	3,85	5,84	9.979,20	15.137,28		
COL C3	2.592,00	7,70	5,84	19.958,40	15.137,28		
COL C4	2.592,00	13,70	5,84	35.510,40	15.137,28		
COL C5	2.592,00	19,70	5,84	51.062,40	15.137,28		
COL C6	2.592,00	25,70	5,84	66.614,40	15.137,28		
COL C7	2.592,00	30,40	5,84	78.796,80	15.137,28		
COL B1	2.592,00	-	8,84	-	22.913,28		
COL B2	2.592,00	3,85	8,84	9.979,20	22.913,28		
COL B3	2.592,00	7,70	8,84	19.958,40	22.913,28		
COL B4	2.592,00	13,70	8,84	35.510,40	22.913,28		
COL B5	2.592,00	19,70	8,84	51.062,40	22.913,28		
COL B6	2.592,00	25,70	8,84	66.614,40	22.913,28		
COL B7	2.592,00	30,40	8,84	78.796,80	22.913,28		
COL A1	2.592,00	-	14,55	-	37.713,60		
COL A2	2.592,00	3,85	14,55	9.979,20	37.713,60		
COL A3	2.592,00	7,70	14,55	19.958,40	37.713,60		
COL A4	2.592,00	13,70	14,55	35.510,40	37.713,60		
COL A5	2.592,00	19,70	14,55	51.062,40	37.713,60		
COL A6	2.592,00	25,70	14,55	66.614,40	37.713,60		
COL A7	2.592,00	30,40	14,55	78.796,80	37.713,60		
VIG D1-2	1.663,20	1,92	-	3.193,34	-		
VIG D2-3	1.663,20	5,77	-	9.596,66	-		
VIG D3-4	2.592,00	10,70	-	27.734,40	-		
VIG D4-5	2.592,00	16,70	-	43.286,40	-		
VIG D5-6	2.592,00	22,70	-	58.838,40	-		
VIG D6-7	2.030,40	28,05	-	56.952,72	-		
VIG C1-2	1.663,20	1,92	5,84	3.193,34	9.713,09		
VIG C2-3	1.663,20	5,77	5,84	9.596,66	9.713,09		
VIG C3-4	2.592,00	10,70	5,84	27.734,40	15.137,28		
VIG C4-5	2.592,00	16,70	5,84	43.286,40	15.137,28		
VIG C5-6	2.592,00	22,70	5,84	58.838,40	15.137,28		
VIG C6-7	2.030,40	28,05	5,84	56.952,72	11.857,54		
VIG B1-2	1.663,20	1,92	8,84	3.193,34	14.702,69		
VIG B2-3	1.663,20	5,77	8,84	9.596,66	14.702,69		
VIG B3-4	2.592,00	10,70	8,84	27.734,40	22.913,28		
VIG B4-5	2.592,00	16,70	8,84	43.286,40	22.913,28		
VIG B5-6	2.592,00	22,70	8,84	58.838,40	22.913,28		
VIG B6-7	2.030,40	28,05	8,84	56.952,72	17.948,74		
VIG A1-2	1.663,20	1,92	14,55	3.193,34	24.199,56		
VIG A2-3	1.663,20	5,77	14,55	9.596,66	24.199,56		
VIG A3-4	2.592,00	10,70	14,55	27.734,40	37.713,60		
VIG A4-5	2.592,00	16,70	14,55	43.286,40	37.713,60		
VIG A5-6	2.592,00	22,70	14,55	58.838,40	37.713,60		
VIG A6-7	2.030,40	28,05	14,55	56.952,72	29.542,32		
VIG 1D-C	2.527,20	-	2,92	-	7.379,42		
VIG 1C-B	1.296,00	-	7,35	-	9.525,60		
VIG 1B-A	2.462,40	-	11,70	-	28.810,08		
VIG 2D-C	2.527,20	3,85	2,92	9.729,72	7.379,42		
VIG 2C-B	1.296,00	3,85	7,35	4.989,60	9.525,60		
VIG 2B-A	2.462,40	3,85	11,70	9.480,24	28.810,08		
VIG 3D-C	2.527,20	7,70	2,92	19.459,44	7.379,42		
VIG 3C-B	1.296,00	7,70	7,35	9.979,20	9.525,60		
VIG 3B-A	2.462,40	7,70	11,70	18.960,48	28.810,08		
VIG 4D-C	2.527,20	13,70	2,92	34.622,64	7.379,42		
VIG 4C-B	1.296,00	13,70	7,35	17.755,20	9.525,60		
VIG 4B-A	2.462,40	13,70	11,70	33.734,88	28.810,08		
VIG 5D-C	2.527,20	19,70	2,92	49.785,84	7.379,42		
VIG 5C-B	1.296,00	19,70	7,35	25.531,20	9.525,60		
VIG 5B-A	2.462,40	19,70	11,70	48.509,28	28.810,08		
VIG 6D-C	2.527,20	25,70	2,92	64.949,04	7.379,42		
VIG 6C-B	1.296,00	25,70	7,35	33.307,20	9.525,60		
VIG 6B-A	2.462,40	25,70	11,70	63.283,68	28.810,08		
VIG 7D-C	2.527,20	30,40	2,92	76.826,88	7.379,42		
VIG 7C-B	1.296,00	30,40	7,35	39.398,40	9.525,60		
VIG 7B-A	2.462,40	30,40	11,70	74.856,96	28.810,08		
Entrepiso	294.116,20	15,20	7,28	4.470.566,24	2.139.695,36		
TOTALES	463.222,60			6.951.820,23	3.373.921,95	15,0075	7,2836

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 23. Cálculo de excentricidades en el Edificio A.

Detalle de excentricidades Edificio A, Segundo Piso.								
f'c kg/m	Dx (m)	Dy (m)	CRx (m)	CMx (m)	CRy (m)	CMy (m)	EX (m)	EY (m)
210	30,49	14,97	15,85	15,85	7,04	7,64	- 0,00	0,61
262,5	30,49	14,97	15,90	15,85	6,88	7,64	- 0,05	0,76

Fuente: Elaboración propia

Apéndice 24. Cálculo de excentricidades en el Edificio B

Detalle de excentricidades Edificio B, Tercer Piso.								
f'c kg/m	Dx (m)	Dy (m)	CRx (m)	CMx (m)	CRy (m)	CMy (m)	EX (m)	EY (m)
210	30,4	14,55	14,11	15,01	7,31	7,28	0,89	- 0,03
262,5	30,4	14,55	13,90	15,01	7,29	7,28	1,11	- 0,01

Fuente: Elaboración propia

Apéndice 25. Cálculo de regularidades en planta para el Edificio A.

Detalle de regularidad en planta Edificio B, Tercer piso.					
f'c kg/m	Eje	Dimensión (m)	Excentricidad (m)	E/D (%)	Regularidad
210	X	30,40	0,89	2,94%	Regular
210	Y	14,55	- 0,03	-0,23%	Regular
262,5	X	30,40	1,11	3,66%	Regular
262,5	Y	14,55	- 0,01	-0,06%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 26. Cálculo de regularidades en planta para el Edificio B.

Detalle de regularidad en planta Edificio A, Segundo piso.					
f'c kg/m	Eje	Dimensión (m)	Excentricidad (m)	E/D (%)	Regularidad
210	X	30,49	- 0,00	-0,01%	Regular
210	Y	14,97	0,61	4,05%	Regular
262,5	X	30,49	- 0,06	-0,19%	Regular
262,5	Y	14,97	0,76	5,07%	Irregular Moderado

Fuente: Elaboración propia

Apéndice 27. Análisis estructural estático

Edificio A 210 kg/cm²

Peso del Edificio A					
Nivel	W _{CP} (kg)	fr	W _{CT} (kg)	fr*W _{CT} (kg)	W _T (kg)
1	421.301,70	0,15	109.125,00	16.368,75	437.670,45
2	421.301,70	0,15	109.125,00	16.368,75	437.670,45
3	421.301,70	0,15	109.125,00	16.368,75	437.670,45
4	260.954,10	-	87.300,00	-	260.954,10
Total	1.524.859,20		414.675,00	49.106,25	1.573.965,45

Fuerza sísmica para el edificio A: Datos SAP, f'c 210 kg/cm2						
a _{Efectiva}	I	FED	SR	C. Sísmico	W _T (Kg)	Fsismo (Kg)
0,36	1	0,62	2	0,1116	1.573.965,45	175.654,54

Fuerza sísmica por nivel para el edificio A: Datos SAP, f'c 210 kg/cm2					
Nivel	Hi(m)	W _{Ti} (kg)	HiWi _T	HiWi _T /ΣHiWi _T	Fsismo (kg)
1	3	437.670,45	1.313.011,35	0,12	20.948,82
2	6	437.670,45	2.626.022,70	0,24	41.897,64
3	9	437.670,45	3.939.034,05	0,36	62.846,46
Azotea	12	260.954,10	3.131.449,20	0,28	49.961,62
Totales		1.573.965,45	11.009.517,30	1,00	175.654,54

Cortante acumulado para el edificio A: Datos SAP, f'c 210			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Cortante (kg)
1	3	20.948,82	175.654,54
2	6	41.897,64	154.705,72
3	9	62.846,46	112.808,08
Azotea	12	49.961,62	49.961,62
Totales		175.654,54	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Momento de vuelco para el edificio A: Datos SAP, f'c 210			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Momento (kg-m)
BASE		0	1.479.389,89
1	3	20.948,82	464.117,17
2	6	41.897,64	338.424,24
3	9	62.846,46	149.884,85
Azotea	12	49.961,62	-
Totales		175.654,54	

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 28. Análisis estructural estático

Edificio A 262.5 kg/cm²

Peso del Edificio A					
Nivel	W _{CP} (kg)	fr	W _{CT} (kg)	fr*W _{CT} (kg)	W _T (kg)
1	421.301,70	0,15	109.125,00	16.368,75	437.670,45
2	421.301,70	0,15	109.125,00	16.368,75	437.670,45
3	421.301,70	0,15	109.125,00	16.368,75	437.670,45
4	260.954,10	-	87.300,00	-	260.954,10
Total	1.524.859,20		414.675,00	49.106,25	1.573.965,45

Fuerza sísmica para el edificio A: Datos SAP, f'c 262,5 kg/cm2						
a _{Efectiva}	I	FED	SR	C. Sísmico	W _T (Kg)	Fsismo (Kg)
0,36	1	1,05	2	0,1890	1.573.965,45	297.479,47

Fuerza sísmica por nivel para el edificio A: Datos SAP, f'c 262,5 kg/cm2					
Nivel	Hi(m)	W _T i(kg)	HiWi _T	HiWi _T /ΣHiWi _T	Fsismo (kg)
1	3	437.670,45	1.313.011,35	0,12	35.477,84
2	6	437.670,45	2.626.022,70	0,24	70.955,68
3	9	437.670,45	3.939.034,05	0,36	106.433,53
Azotea	12	260.954,10	3.131.449,20	0,28	84.612,42
Totales		1.573.965,45	11.009.517,30	1,00	297.479,47

Cortante acumulado para el edificio A: Datos SAP, f'c 262,5			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Cortante (kg)
1	3	35.477,84	297.479,47
2	6	70.955,68	262.001,63
3	9	106.433,53	191.045,94
Azotea	12	84.612,42	84.612,42
Totales		297.479,47	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Momento de vuelco para el edificio A: Datos SAP, f'c 262,5			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Momento (kg-m)
BASE		0	2.505.418,37
1	3	35.477,84	786.004,88
2	6	70.955,68	573.137,83
3	9	106.433,53	253.837,25
Azotea	12	84.612,42	-
Totales		297.479,47	

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 29. Análisis estructural estático

Edificio B 210 kg/cm².

Detalle de pesos del edificio B: f'c 210 kg/cm ²					
Nivel	W _{CP} (kg)	fr	W _{CT} (kg)	fr*W _{CT} (kg)	W _T (kg)
1	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
2	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
3	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
4	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
Azotea	276.887,40		88.464,00	-	276.887,40
Total	2.088.455,40		530.784,00	66.348,00	2.154.803,40

Fuerza sísmica para el edificio B: Datos SAP, f'c 210 kg/cm ²						
a _{Efectiva}	I	FED	SR	C. Sísmico	W _T (kg)	Fsismo (kg)
0,36	1	0,55	2	0,0990	2.154.803,40	213.325,54

Fuerza sísmica por nivel para el edificio B: Datos SAP, f'c 210 kg/cm ²					
Nivel	Hi(m)	W _{Ti} (kg)	HiWi _T	HiWi _T /ΣHiWi _T	Fsismo (kg)
1	3	469.479,00	1.408.437,00	0,08	16.474,44
2	6	469.479,00	2.816.874,00	0,15	32.948,88
3	9	469.479,00	4.225.311,00	0,23	49.423,32
4	12	469.479,00	5.633.748,00	0,31	65.897,76
Azotea	15	276.887,40	4.153.311,00	0,23	48.581,14
Totales		2.154.803,40	18.237.681,00	1,00	213.325,54

Cortante acumulado para el edificio B: Datos SAP, f'c 210			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Cortante (kg)
1	3	16.474,44	213.325,54
2	6	32.948,88	196.851,10
3	9	49.423,32	163.902,22
4	12	65.897,76	114.478,90
Azotea	15	48.581,14	48.581,14
Totales		213.325,54	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Momento de vuelco para el edificio B: Datos SAP, f'c 210			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Momento (kg-m)
BASE		0	1.482.699,59
1	3	16.474,44	444.809,88
2	6	32.948,88	345.963,24
3	9	49.423,32	197.693,28
4	12	65.897,76	145.743,41
Azotea	15	48.581,14	-
Totales		213.325,54	

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 30. Análisis estructural estático

Edificio B 262.5 kg/cm².

Peso del Edificio B					
Nivel	W _{CP} (Kg)	fr	W _{CT} (kg)	fr*W _{CT} (kg)	W _T (kg)
1	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
2	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
3	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
4	452.892,00	0,15	110.580,00	16.587,00	469.479,00
Azotea	276.887,40		88.464,00	-	276.887,40
Total	2.088.455,40		530.784,00	66.348,00	2.154.803,40

Fuerza sísmica para el edificio B: Datos SAP, f'c 210 Kg/cm ²						
a _{Efectiva}	I	FED	SR	C. Sísmico	W _T (kg)	Fsismo (kg)
0,36	1	0,55	2	0,0990	2.154.803,40	213.325,54

Fuerza sísmica por nivel para el edificio B: Datos SAP, f'c 210 kg/cm ²					
Nivel	Hi(m)	W _T i(kg)	HiWi _T	HiWi _T /ΣHiWi _T	Fsismo (kg)
1	3	469.479,00	1.408.437,00	0,08	16.474,44
2	6	469.479,00	2.816.874,00	0,15	32.948,88
3	9	469.479,00	4.225.311,00	0,23	49.423,32
4	12	469.479,00	5.633.748,00	0,31	65.897,76
Azotea	15	276.887,40	4.153.311,00	0,23	48.581,14
Totales		2.154.803,40	18.237.681,00	1,00	213.325,54

Cortante acumulado para el edificio B: Datos SAP, f'c 210			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Cortante (kg)
1	3	16.474,44	213.325,54
2	6	32.948,88	196.851,10
3	9	49.423,32	163.902,22
4	12	65.897,76	114.478,90
Azotea	15	48.581,14	48.581,14
Totales		213.325,54	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Momento de vuelco para el edificio B: Datos SAP, f'c 210			
Nivel	Hi(m)	Fsismo (kg)	Momento (kg-m)
BASE		0	1.482.699,59
1	3	16.474,44	444.809,88
2	6	32.948,88	345.963,24
3	9	49.423,32	197.693,28
4	12	65.897,76	145.743,41
Azotea	15	48.581,14	-
Totales		213.325,54	

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 31. Detalle de cargas permanentes y temporales Edificio A.

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio A.						
Primer Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		436,50		141.862,50	
D. Livianas	60,00		436,50		26.190,00	
Cerámica	30,00		436,50		13.095,00	
Acabados	50,00		436,50		21.825,00	
Cielos y EM	40,00		436,50		17.460,00	
Mob y equipo	100,00		436,50		43.650,00	
Ventanería	60,00	91,00		3,00	16.380,00	
Columnas*					59.875,20	
Vigas**					80.964,00	
Carga viva 1	250,00		436,50			109.125,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					421.301,70	109.125,00

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio A.						
Segundo Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		436,50		141.862,50	
D. Livianas	60,00		436,50		26.190,00	
Cerámica	30,00		436,50		13.095,00	
Acabados	50,00		436,50		21.825,00	
Cielos y EM	40,00		436,50		17.460,00	
Mob y equipo	100,00		436,50		43.650,00	
Ventanería	60,00	91,00		3,00	16.380,00	
Columnas*					59.875,20	
Vigas**					80.964,00	
Carga viva 1	250,00		436,50			109.125,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					421.301,70	109.125,00

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio A.						
Tercer Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		436,50		141.862,50	
D. Livianas	60,00		436,50		26.190,00	
Cerámica	30,00		436,50		13.095,00	
Acabados	50,00		436,50		21.825,00	
Cielos y EM	40,00		436,50		17.460,00	
Mob y equipo	100,00		436,50		43.650,00	
Ventanería	60,00	91,00		3,00	16.380,00	
Columnas*					59.875,20	
Vigas**					80.964,00	
Carga viva 1	250,00		436,50			109.125,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					421.301,70	109.125,00

AZOTEA						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		436,50		141.862,50	
D. Livianas	0,00		436,50		0,00	
Cerámica	0,00		436,50		0,00	
Acabados	0,00		436,50		0,00	
Cielos y EM	0,00		436,50		0,00	
Mob y equipo	0,00		436,50		0,00	
Ventanería	60,00	91,00		1,50	8.190,00	
Columnas*					29.937,60	
Vigas**					80.964,00	
Carga viva 1	250,00					0,00
Carga viva 2	200,00		436,50			87.300,00
TOTAL CARGAS					260.954,10	87.300,00

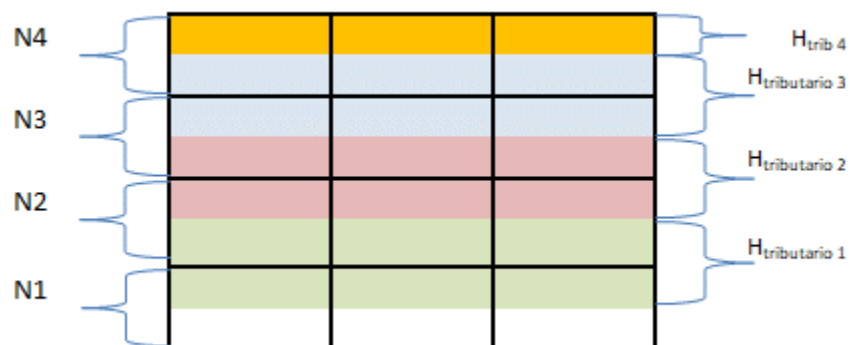
Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Cálculo del peso de vigas Piso 1,2,3						
Viga	bw(m)	h(m)	Lm	V(m ³)	$\gamma_{\text{cocreto}}(\text{kg/m}^3)$	W(kg)
V1	0,30	0,60	112,00	20,16	2.400,00	48.384,00
V2	0,25	0,60	90,50	13,58	2.400,00	32.580,00
Totales				33,74		80.964,00

Cálculo del peso de columnas Piso 1,2,3						
Columna	B(m)	L(m)	H(m)	V(m ³)	$\gamma_{\text{cocreto}}(\text{kg/m}^3)$	W(kg)
C1	0,60	0,60	66,00	23,76	2.400,00	57.024,00
C2	0,60	0,66	3,00	1,19	2.400,00	2.851,20
Totales				24,95		59.875,20

Cálculo del peso de columnas Piso 4						
Columna	B(m)	L(m)	L(m)	V(m ³)	$\gamma_{\text{cocreto}}(\text{kg/m}^3)$	W(kg)
C1	0,60	0,60	33,00	11,88	2.400,00	28.512,00
C2	0,60	0,66	1,50	0,59	2.400,00	1.425,60
Totales				12,47		29.937,60

Distribución de las alturas tributarias para el Edificio A.



Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 32. Detalle de cargas permanentes y temporales Edificio B.

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio B.						
Primer Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		442,32		143.754,00	
D. Livianas	60,00		442,32		26.539,20	
Cerámica	30,00		442,32		13.269,60	
Acabados	50,00		442,32		22.116,00	
Cielos y EM	40,00		442,32		17.692,80	
Mob y equipo	100,00		442,32		44.232,00	
Ventanería	60,00	89,90		3,00	16.182,00	
Columnas*					72.576,00	
Vigas**					96.530,40	
Carga viva 1	250,00		442,32			110.580,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					452.892,00	110.580,00

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio B.						
Segundo Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		442,32		143.754,00	
D. Livianas	60,00		442,32		26.539,20	
Cerámica	30,00		442,32		13.269,60	
Acabados	50,00		442,32		22.116,00	
Cielos y EM	40,00		442,32		17.692,80	
Mob y equipo	100,00		442,32		44.232,00	
Ventanería	60,00	89,90		3,00	16.182,00	
Columnas*					72.576,00	
Vigas**					96.530,40	
Carga viva 1	250,00		442,32			110.580,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					452.892,00	110.580,00

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio B.						
Tercer Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		442,32		143.754,00	
D. Livianas	60,00		442,32		26.539,20	
Cerámica	30,00		442,32		13.269,60	
Acabados	50,00		442,32		22.116,00	
Cielos y EM	40,00		442,32		17.692,80	
Mob y equipo	100,00		442,32		44.232,00	
Ventanería	60,00	89,90		3,00	16.182,00	
Columnas*					72.576,00	
Vigas**					96.530,40	
Carga viva 1	250,00		442,32			110.580,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					452.892,00	110.580,00

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio B.						
Cuarto Nivel						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		442,32		143.754,00	
D. Livianas	60,00		442,32		0,00	
Cerámica	30,00		442,32		0,00	
Acabados	50,00		442,32		0,00	
Cielos y EM	40,00		442,32		0,00	
Mob y equipo	100,00		442,32		0,00	
Ventanería	60,00	89,90		1,50	8.091,00	
Columnas*					28.512,00	
Vigas**					96.530,40	
Carga viva 1	250,00		0,00			0,00
Carga viva 2	200,00		442,32			88.464,00
TOTAL CARGAS					276.887,40	88.464,00

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Detalle de cargas permanente y temporal para el Edificio B.						
AZOTEA						
Detalle	Carga (kg/m ²)	Perímetro (m)	Área (m ²)	H _{Tributario} (m)	C. Permanente (kg)	C. Temporal (kg)
Entrepiso	325,00		442,31		143.750,75	
D. Livianas	0,00		442,31		0,00	
Cerámica	0,00		442,31		0,00	
Acabados	0,00		442,31		0,00	
Cielos y EM	0,00		442,31		0,00	
Mob y equipo	0,00		442,31		0,00	
Ventanería	60,00	89,90		1,50	8.091,00	
Columnas*					28.512,00	
Vigas**					96.530,40	
Carga viva 1	250,00		435,66			108.915,00
Carga viva 2	200,00					0,00
TOTAL CARGAS					276.884,15	108.915,00

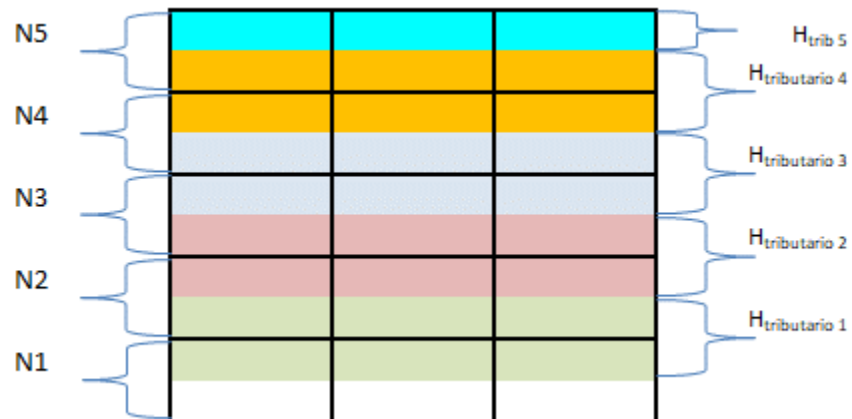
Cálculo del peso de vigas Piso 1,2,3,4,5**						
Viga	bw(m)	h(m)	Lm)	V(m ³)	γ _{cocreto} (kg/m ³)	W(kg)
V1	0,30	0,60	223,45	40,22	2.400,00	96.530,40
Totales				40,22		96.530,40

Cálculo del peso de columnas Piso 1,2,3,4*						
Columna	B(m)	L(m)	H(m)	V(m ³)	γ _{cocreto} (kg/m ³)	W(kg)
C1	0,60	0,60	84,00	30,24	2.400,00	72.576,00
Totales				30,24		72.576,00

Cálculo del peso de columnas Piso 5*						
Columna	B(m)	L(m)	L(m)	V(m ³)	γ _{cocreto} (kg/m ³)	W(kg)
C1	0,60	0,60	33,00	11,88	2.400,00	28.512,00
Totales				11,88		28.512,00

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Distribución de las alturas tributarias Edificio B



Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 33. Desplazamientos y derivas Edificio A 210 kg/cm².

Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio A f'c 210 Kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	Carga sísmica (CS)		Modal espectral (AME)	
		$\delta_{eCSx}(cm)$	$\delta_{eCSy}(cm)$	$\delta_{AMEx}(cm)$	$\delta_{AMEy}(cm)$
1	3	0,2200	0,2317	0,0273	0,0320
2	6	0,5686	0,5940	0,0704	0,0835
3	9	0,8588	0,8957	0,1059	0,1268
Azotea	12	1,0330	1,0778	0,1268	0,1532

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según carga sísmica para Edificio A f'c 210 Kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{eCSx}(m)$	$\delta_{eCSy}(m)$	Δ^e_{iCSx}	Δ^e_{iCSy}
1	3	0,0022	0,0023	0,0007	0,0008
2	6	0,0057	0,0059	0,0009	0,0010
3	9	0,0086	0,0090	0,0010	0,0010
Azotea	12	0,0103	0,0108	0,0009	0,0009

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según análisis modal espectral para Edificio A f'c 210 Kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{eAMEx}(m)$	$\delta_{eAMEy}(m)$	Δ^e_{iAMEx}	Δ^e_{iAMEy}
1	3	0,0003	0,0003	0,0001	0,0001
2	6	0,0007	0,0008	0,0001	0,0001
3	9	0,0011	0,0013	0,0001	0,0001
Azotea	12	0,0013	0,0015	0,0001	0,0001

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según carga sísmica para Edificio A f'c 210 Kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\text{CSx}}^e$	$\Delta_{i\text{CSy}}^e$	$\Delta_{i\text{CSx}}$	$\Delta_{i\text{CSy}}$
1	6	2	0,0007	0,0008	0,0088	0,0093
2	6	2	0,0009	0,0010	0,0114	0,0119
3	6	2	0,0010	0,0010	0,0115	0,0119
Azotea	6	2	0,0009	0,0009	0,0103	0,0108

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según análisis modal espectral para Edificio A f'c 210 Kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\text{AMEx}}^e$	$\Delta_{i\text{AMEy}}^e$	$\Delta_{i\text{AMEx}}$	$\Delta_{i\text{AMEy}}$
1	6	2	0,0001	0,0001	0,0011	0,0013
2	6	2	0,0001	0,0001	0,0014	0,0017
3	6	2	0,0001	0,0001	0,0014	0,0017
Azotea	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0015

Límite superior de la deriva inelástica para el edificio A f'c 210 Kg/cm ²						
Patrón	Piso	H _i (m)	Δ_i	Δ_i/H_i	Limite $_{\Delta_i/H_i}$	¿Cumple?
CSx ($\Delta_{i\text{CSx}}$)	1	3	0,0088	0,0029	0,0125	Cumple
	2	6	0,0114	0,0019	0,0125	Cumple
	3	9	0,0115	0,0013	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0103	0,0009	0,0125	Cumple
CSy ($\Delta_{i\text{CSy}}$)	1	3	0,0093	0,0031	0,0125	Cumple
	2	6	0,0119	0,0020	0,0125	Cumple
	3	9	0,0119	0,0013	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0108	0,0009	0,0125	Cumple
AMEx ($\Delta_{i\text{AMEx}}$)	1	3	0,0011	0,0004	0,0125	Cumple
	2	6	0,0014	0,0002	0,0125	Cumple
	3	9	0,0014	0,0002	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0013	0,0001	0,0125	Cumple
AMEy ($\Delta_{i\text{AMEy}}$)	1	3	0,0013	0,0004	0,0125	Cumple
	2	6	0,0017	0,0003	0,0125	Cumple
	3	9	0,0017	0,0002	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0015	0,0001	0,0125	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 34. Desplazamientos y derivas Edificio A 262.5 kg/cm².

Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio A f'c 262,5 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	Carga sísmica (CS)		Modal espectral (AME)	
		$\delta_{eCSx}(cm)$	$\delta_{eCSy}(cm)$	$\delta_{AMEx}(cm)$	$\delta_{AMEy}(cm)$
1	3	0,3726	0,3201	0,0468	0,0547
2	6	0,9612	0,8378	0,1204	0,1429
3	9	1,4526	1,2778	0,1813	0,2172
Azotea	12	1,7476	1,5514	0,2170	0,2623

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según carga sísmica para Edificio A f'c 262,5 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{eCSx}(m)$	$\delta_{eCSy}(m)$	Δ^e_{iCSx}	Δ^e_{iCSy}
1	3	0,0037	0,0032	0,0012	0,0011
2	6	0,0096	0,0084	0,0016	0,0014
3	9	0,0145	0,0128	0,0016	0,0014
Azotea	12	0,0175	0,0155	0,0015	0,0013

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según análisis modal espectral para Edificio A f'c 262,5 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{eAMEx}(m)$	$\delta_{eAMEy}(m)$	Δ^e_{iAMEx}	Δ^e_{iAMEy}
1	3	0,0005	0,0005	0,0002	0,0002
2	6	0,0012	0,0014	0,0002	0,0002
3	9	0,0018	0,0022	0,0002	0,0002
Azotea	12	0,0022	0,0026	0,0002	0,0002

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según carga sísmica para Edificio A f'c 262,5 kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\text{CSx}}^e$	$\Delta_{i\text{CSy}}^e$	$\Delta_{i\text{CSx}}$	$\Delta_{i\text{CSy}}$
1	3	2	0,0012	0,0011	0,0075	0,0064
2	3	2	0,0016	0,0014	0,0096	0,0084
3	3	2	0,0016	0,0014	0,0097	0,0085
Azotea	3	2	0,0015	0,0013	0,0087	0,0078

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según análisis modal espectral para Edificio A f'c 262,5 kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\text{AMEx}}^e$	$\Delta_{i\text{AMEy}}^e$	$\Delta_{i\text{AMEx}}$	$\Delta_{i\text{AMEy}}$
1	3	2	0,0002	0,0002	0,0009	0,0011
2	3	2	0,0002	0,0002	0,0012	0,0014
3	3	2	0,0002	0,0002	0,0012	0,0014
Azotea	3	2	0,0002	0,0002	0,0011	0,0013

Límite superior de la deriva inelástica para el edificio A f'c 262,5 kg/cm ²						
Patrón	Piso	H _i (m)	Δ_i	Δ_i/H_i	Limite $_{\Delta_i/H_i}$	¿Cumple?
CSx ($\Delta_{i\text{CSx}}$)	1	3	0,0075	0,0025	0,0125	Cumple
	2	6	0,0096	0,0016	0,0125	Cumple
	3	9	0,0097	0,0011	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0087	0,0007	0,0125	Cumple
CSy ($\Delta_{i\text{CSy}}$)	1	3	0,0064	0,0021	0,0125	Cumple
	2	6	0,0084	0,0014	0,0125	Cumple
	3	9	0,0085	0,0009	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0078	0,0006	0,0125	Cumple
AMEx ($\Delta_{i\text{AMEx}}$)	1	3	0,0009	0,0003	0,0125	Cumple
	2	6	0,0012	0,0002	0,0125	Cumple
	3	9	0,0012	0,0001	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0011	0,0001	0,0125	Cumple
AMEy ($\Delta_{i\text{AMEy}}$)	1	3	0,0011	0,0004	0,0125	Cumple
	2	6	0,0014	0,0002	0,0125	Cumple
	3	9	0,0014	0,0002	0,0125	Cumple
	Azotea	12	0,0013	0,0001	0,0125	Cumple

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 35. Desplazamientos y derivas Edificio B 210 kg/cm².

Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio B f'c 210 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	Carga sísmica (CS)		Modal espectral (AME)	
		δ_{eCSx} (cm)	δ_{eCSy} (cm)	δ_{AMEx} (cm)	δ_{AMEy} (cm)
1	3	0,1930	0,2441	0,0288	0,0370
2	6	0,4981	0,6373	0,0740	0,0962
3	9	0,7710	1,0009	0,1148	0,1502
4	12	0,9814	1,2708	0,1400	0,1895
Azotea	15	1,0957	1,4272	0,1600	0,2119

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según carga sísmica para Edificio B f'c 210 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	δ_{eCSx} (m)	δ_{eCSy} (m)	Δ^e_{iCSx}	Δ^e_{iCSy}
1	3	0,0019	0,0024	0,0006	0,0008
2	6	0,0050	0,0064	0,0008	0,0011
3	9	0,0077	0,0100	0,0009	0,0011
4	12	0,0098	0,0127	0,0008	0,0011
Azotea	15	0,0110	0,0143	0,0007	0,0010

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según análisis modal espectral para Edificio B f'c 210 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{e\ AMEx}(m)$	$\delta_{e\ AMEy}(m)$	$\Delta_{i\ AMEx}^e$	$\Delta_{i\ AMEy}^e$
1	3	0,0003	0,0004	0,0001	0,0001
2	6	0,0007	0,0010	0,0001	0,0002
3	9	0,0011	0,0015	0,0001	0,0002
4	12	0,0014	0,0019	0,0001	0,0002
Azotea	15	0,0016	0,0021	0,0001	0,0001

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según carga sísmica para Edificio B f'c 210 kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\ CSx}^e$	$\Delta_{i\ CSy}^e$	$\Delta_{i\ CSx}$	$\Delta_{i\ CSy}$
1	6	2	0,0006	0,0008	0,0077	0,0098
2	6	2	0,0008	0,0011	0,0100	0,0127
3	6	2	0,0009	0,0011	0,0103	0,0133
4	6	2	0,0008	0,0011	0,0098	0,0127
Azotea	6	2	0,0007	0,0010	0,0088	0,0114

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según análisis modal espectral para Edificio B f'c 210 kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\ AMEx}^e$	$\Delta_{i\ AMEy}^e$	$\Delta_{i\ AMEx}$	$\Delta_{i\ AMEy}$
1	6	2	0,0001	0,0001	0,0012	0,0015
2	6	2	0,0001	0,0002	0,0015	0,0019
3	6	2	0,0001	0,0002	0,0015	0,0020
4	6	2	0,0001	0,0002	0,0014	0,0019
Azotea	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0017

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Límite superior de la deriva inelástica para el edificio B f'_c 210 kg/cm ²						
Patrón	Piso	H _i (m)	Δ_i	Δ_i/H_i	Limite _{Δ_i/H_i}	¿Cumple?
CSx ($\Delta_{i\text{CSx}}$)	1	3	0,0077	0,0026	0,0125	Cumple
	2	6	0,0100	0,0017	0,0125	Cumple
	3	9	0,0103	0,0011	0,0125	Cumple
	4	12	0,0098	0,0008	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0088	0,0006	0,0125	Cumple
CSy ($\Delta_{i\text{CSy}}$)	1	3	0,0098	0,0033	0,0125	Cumple
	2	6	0,0127	0,0021	0,0125	Cumple
	3	9	0,0133	0,0015	0,0125	Cumple
	4	12	0,0127	0,0011	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0114	0,0008	0,0125	Cumple
AMEx ($\Delta_{i\text{AMEx}}$)	1	3	0,0012	0,0004	0,0125	Cumple
	2	6	0,0015	0,0002	0,0125	Cumple
	3	9	0,0015	0,0002	0,0125	Cumple
	4	12	0,0014	0,0001	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0013	0,0001	0,0125	Cumple
AMEy ($\Delta_{i\text{AMEy}}$)	1	3	0,0015	0,0005	0,0125	Cumple
	2	6	0,0019	0,0003	0,0125	Cumple
	3	9	0,0020	0,0002	0,0125	Cumple
	4	12	0,0019	0,0002	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0017	0,0001	0,0125	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 36. Desplazamientos y derivas Edificio B 262.5 kg/cm².

Desplazamientos inelásticos absolutos (δ_e) Edificio B f'c 262,5 Kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	Carga sísmica (CS)		Modal espectral (AME)	
		$\delta_{eCSx}(cm)$	$\delta_{eCSy}(cm)$	$\delta_{AMEx}(cm)$	$\delta_{AMEy}(cm)$
1	3	0,1930	0,2441	0,0288	0,0368
2	6	0,4981	0,6373	0,0741	0,0957
3	9	0,7769	1,0010	0,1149	0,1495
4	12	0,9804	1,2712	0,1442	0,1888
Azotea	15	1,0948	1,4273	0,1604	0,2112

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según carga sísmica para Edificio B f'c 262,5 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{eCSx}(m)$	$\delta_{eCSy}(m)$	Δ^e_{iCSx}	Δ^e_{iCSy}
1	3	0,0019	0,0024	0,0006	0,0008
2	6	0,0050	0,0064	0,0008	0,0011
3	9	0,0078	0,0100	0,0009	0,0011
4	12	0,0098	0,0127	0,0008	0,0011
Azotea	15	0,0109	0,0143	0,0007	0,0010

Desplazamientos elásticos absolutos (Δ^e) según análisis modal espectral para Edificio B f'c 262,5 kg/cm ²					
PISO	Altura H(m)	$\delta_{eAMEx}(m)$	$\delta_{eAMEy}(m)$	Δ^e_{iAMEx}	Δ^e_{iAMEy}
1	3	0,0003	0,0004	0,0001	0,0001
2	6	0,0007	0,0010	0,0001	0,0002
3	9	0,0011	0,0015	0,0001	0,0002
4	12	0,0014	0,0019	0,0001	0,0002
Azotea	15	0,0016	0,0021	0,0001	0,0001

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según carga sísmica para Edificio B f'c 262,5 kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\text{CSx}}^e$	$\Delta_{i\text{CSy}}^e$	$\Delta_{i\text{CSx}}$	$\Delta_{i\text{CSy}}$
1	6	2	0,0006	0,0008	0,0077	0,0098
2	6	2	0,0008	0,0011	0,0100	0,0127
3	6	2	0,0009	0,0011	0,0104	0,0133
4	6	2	0,0008	0,0011	0,0098	0,0127
Azotea	6	2	0,0007	0,0010	0,0088	0,0114

Deriva inelástica relativa (Δ_i) según análisis modal espectral para Edificio B f'c 262,5 kg/cm ²						
PISO	μ	SR	$\Delta_{i\text{AMEx}}^e$	$\Delta_{i\text{AMEy}}^e$	$\Delta_{i\text{AMEx}}$	$\Delta_{i\text{AMEy}}$
1	6	2	0,0001	0,0001	0,0012	0,0015
2	6	2	0,0001	0,0002	0,0015	0,0019
3	6	2	0,0001	0,0002	0,0015	0,0020
4	6	2	0,0001	0,0002	0,0014	0,0019
Azotea	6	2	0,0001	0,0001	0,0013	0,0017

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Límite superior de la deriva inelástica para el edificio B f'c 262,5 kg/cm ²						
Patrón	Piso	H _i (m)	Δ_i	Δ_i/H_i	Limite $_{\Delta_i/H_i}$	¿Cumple?
CSx ($\Delta_{i\text{CSx}}$)	1	3	0,0077	0,0026	0,0125	Cumple
	2	6	0,0100	0,0017	0,0125	Cumple
	3	9	0,0104	0,0012	0,0125	Cumple
	4	12	0,0098	0,0008	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0088	0,0006	0,0125	Cumple
CSy ($\Delta_{i\text{CSy}}$)	1	3	0,0098	0,0033	0,0125	Cumple
	2	6	0,0127	0,0021	0,0125	Cumple
	3	9	0,0133	0,0015	0,0125	Cumple
	4	12	0,0127	0,0011	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0114	0,0008	0,0125	Cumple
AMEx ($\Delta_{i\text{AMEx}}$)	1	3	0,0012	0,0004	0,0125	Cumple
	2	6	0,0015	0,0002	0,0125	Cumple
	3	9	0,0015	0,0002	0,0125	Cumple
	4	12	0,0014	0,0001	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0013	0,0001	0,0125	Cumple
AMEy ($\Delta_{i\text{AMEy}}$)	1	3	0,0015	0,0005	0,0125	Cumple
	2	6	0,0019	0,0003	0,0125	Cumple
	3	9	0,0020	0,0002	0,0125	Cumple
	4	12	0,0019	0,0002	0,0125	Cumple
	Azotea	15	0,0017	0,0001	0,0125	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 37. Diseño de columnas

Edificio A f'_c 210 kg/cm²

CARGAS Y MOMENTOS MAXIMOS

Momento mayor (Mu_2)+	2.269.670,83 kg-cm	22,70 ton-m
Momento menor (Mu_1)-	2.224.963,44 kg-cm	22,25 ton-m
Carga axial (Pu)	179.776,41 kg	179,78 ton
Cortante (Vu)	11.283,31 kg	011,28 ton
Torsión (Tu)	11.803,42 kg-cm	0,12 ton-m

SECCIÓN TRANSVERSAL

Ancho (b_w)	60,00 cm
Espesor o peralte (h)	60,00 cm
Momento de inercia (I_{gx})	1.080.000,00 cm ⁴
Momento de inercia (I_{gy})	1.080.000,00 cm ⁴
Recubrimiento (rec)	5,00 cm
Altura de la columna (H)	300,00 cm
Dist. Fib. Comp. Al centroide de A's (d)	55,00 cm
Dist. Fib. Comp. Al centroide de As (d')	5,00 cm
Esfuerzo de fluencia del refuerzo (f_y)	4200,00 kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto (f'_c)	210,00 kg/cm ²
Modulo de elasticidad (E)	218819,79 kg/cm ² ACI 318SR-14 19.2.2.1.b

CONDICIÓN DE LA COLUMNA

$$Pu > 0,10 * f'_c * Ag$$

Flexocompresión

CSCR 2010 8.3.1.a

EFFECTOS DE ESBELTEZ

Tipo de Marco	No arriostrado	
Tipo de columna	No arriostrada	
Eje de Aplicación	EJE X	EJE Y
Radio de giro (r)	17,32	17,32
Factor longitud efectiva (k)	1	1
Relación Kl_u/r	17,32	17,32
L_c	300,00 cm	
I_c	756.000,00 cm ⁴	756.000,00 cm ⁴
L_{v1x}	350,00 cm	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

L_{V2y}		600,00 cm
L_{V3}	0,00 cm	
I_v	189.000,00 cm ⁴	47.250,00 cm ⁴
$(I_c/L_c)/(I_v/L_v)$	9,33	64,00
ψ_{ax}	9,33	64,00
ψ_{Bx}	9,33	64,00
K	1	1 ACI 318SR-14 R6.2.5

Condiciones de esbeltez:

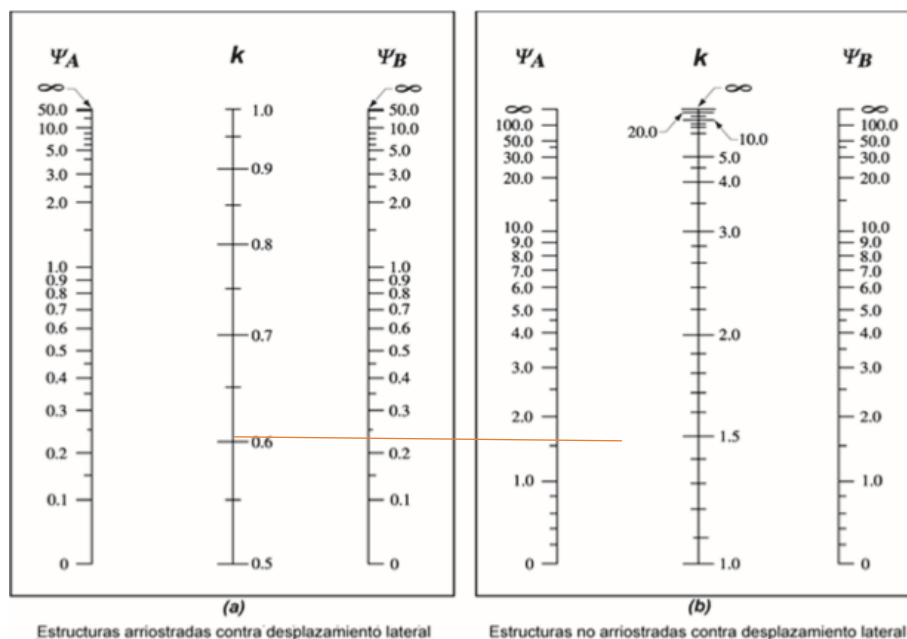
Eje x

$Kl/r < 22$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5a
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5b
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5c
Doble Curvatura	1,02	

Eje y

$Kl/r < 22$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5a
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5b
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5c
Doble Curvatura	1,02	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.



Ψ = relación de $\Sigma(EI / \ell_c)$ de las columnas con respecto a $\Sigma(EI / \ell)$ de las vigas en el mismo plano en un extremo de la columna
 ℓ = luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

Fig. R6.2.5 — Factor de longitud efectiva k .

Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

ACERO LONGITUDINAL

Cuantía de acero máxima ($\rho_{\text{máx}}$)	0,06	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero mínima ($\rho_{\text{mín}}$)	0,01	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero obtenida (ρ)	0,01	Cumple
Área de acero real a utilizar realmente (A_{st})	38,28 cm ²	

Selección del acero a utilizar		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#11	9,57	3,49
# de varillas	4	
Información elementos acero		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#3	0,71	0,95
#4	1,27	1,27
#5	1,98	1,59
#6	2,85	1,91
#7	3,88	2,22
#8	5,07	2,54
#9	6,41	2,86
#10	7,92	3,71
#11	9,57	3,49

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

ACERO TRANSVERSAL

Longitud de confinamiento especial L_0 46,00 cm CSCR 2010 8.3.4a

(b_w) 60,00 cm

$H/6$ 50,00 cm

L 45,00 cm

Ducilidad local óptima

Area de acero mínima transversal en L_0 2,31 cm² CSCR 2010 8.3.4bii

s 5,00 cm

h_c 70,00 cm

A_c 2500,00 cm²

$A_{sh\ 8-3}$ 2,31 cm²

$A_{sh\ 8-4}$ 1,58 cm²

Area de acero transversal en L_0 6,53 cm² **Cumple**

Separación del acero en L_0 5,00 cm CSCR 2010 8.3.4c

$0,25b_w$ 15,00 cm

6ϕ 5,70 cm

S_0 28,67 cm

h_x 49,00 cm

Separación del acero fuera de L_0 10,00 cm CSCR 2010 8.3.4d

Ducilidad local moderada

Separación del acero en L_0 22,80 cm CSCR 2010 8.3.4e

8ϕ 27,92 cm

$24\phi_{\text{Transversal}}$ 22,80 cm

$0,5b_w$ 30,00 cm

L 30,00 cm

Separación máxima del acero fuera de L_0 30,00 cm CSCR 2010 8.3.4e

COMPRESIÓN ϕP_n 414.202,37 Kg ACI 318SR-14 22.4.2.2

ϕ_c 0,65 $\phi P_n \geq P_u$ Cumple ACI 318SR-14 10.5.1.1a

FIEXOCOMPRESIÓN $P_n M_n$

Falla balanceada

Deformación unitaria en compresión (ϵ_u) 0,003 ACI 318SR-14 22.2.2.1

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Deformación unitaria en tracción (ϵ_y)	0,002
Módulo de Elasticidad del acero (E_s)	2.100.000,00 kg/cm ²

FLEXIÓN ϕM_n	7.936.683,85 kg-cm	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_f	0,9	$\phi P_n \geq P_u$ Cumple ACI 318SR-14 10.5.1.1a

Falla $C = C_b$

Distancia al eje neutro (C_b)	33,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	28,05	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	5.345,45 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	Acero no fluye	
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C = 0,85 * f'_c * a * b$	300.415,50 kg	300,42 ton
Carga de compresión balanceada P_b	300.415,50 kg	300,42 ton
Momento balanceada M_b	8.818.537,61 kg-cm	88,19 ton-m

Falla $C < C_b$

Distancia al eje neutro (c)	14,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	11,9	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	4.050,00 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	Acero fluye	
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	4.050,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C = 0,85 * f'_c * a * b$	127.449,00 kg	127,45 ton
Carga de compresión balanceada P_b	130.320,00 kg	130,32 ton
Momento balanceada M_b	7.012.773,45 kg-cm	70,13 ton-m

Falla $C > C_b$

Distancia al eje neutro (c)	48,00 cm
-----------------------------	----------

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	40,8	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	5.643,75 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	Acero no fluye	
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C = 0,85 * f'_c * a * b$	436.968,00 kg	436,97 ton
Carga de compresión balanceada P_b	436.968,00 kg	436,97 ton
Momento balanceada M_b	8.214.292,80 kg-cm	82,14 ton-m

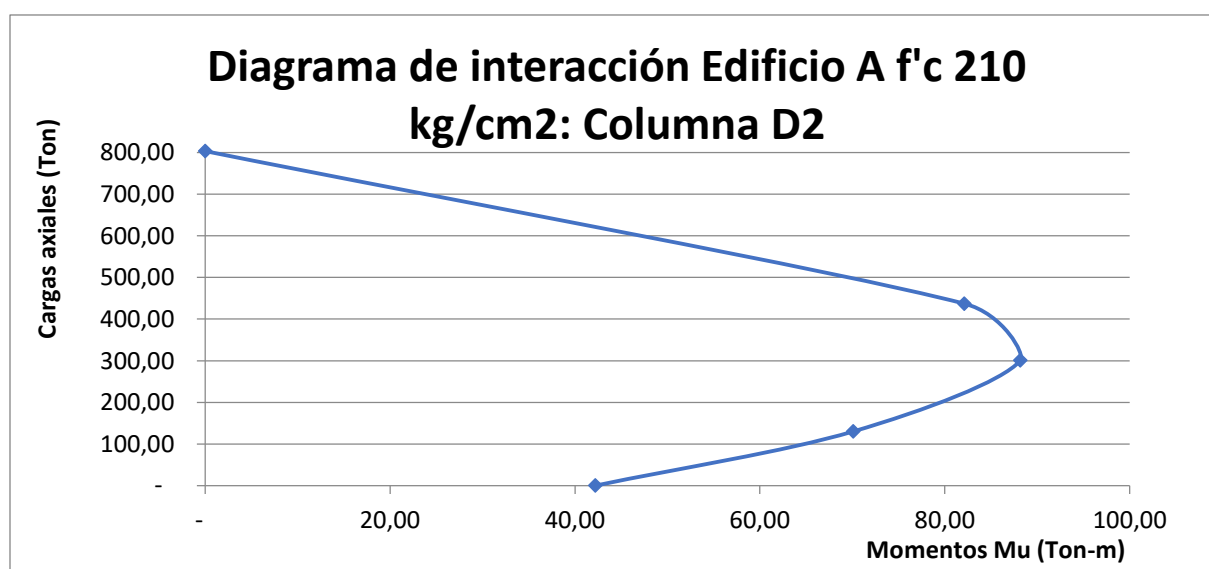
Carga máxima en compresión P_0

$0,85 * f'_c * h * b_w + (A'_s + A_s)$	803.376,00 kg	803,38 ton
--	---------------	------------

Momento máximo M_0

$A_s f_y (d - a/2)$	4.220.212,38 kg-cm	42,20 ton-m
$a = A_s f_y / 0,85 f'_c b$	7,51 cm	

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO A 210			
Dist. al EN	M (ton-m)	P (ton)	e (cm)
C_{maximo}	42,20	-	-
$C < C_b$	70,13	130,32	53,81
$C = C_b$	88,19	300,42	29,35
$C > C_b$	82,14	436,97	18,80
C_{maximo}	-	803,38	-



Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

CORTANTE ϕV_n

ϕ_v	0,75	$\phi V_n \geq V_u$	Cumple	ACI 318R-14 22.5.1.2
* Si $V_u > \phi 0,53 v_f' c * b * d \Rightarrow$ Aros por cortante.			Confinamiento	ACI 318R-14 (22.5.10.1)
* Si $V_u < \phi 0,53 v_f' c * b * d \Rightarrow$ Aros confinamiento				
V_u	11.283,31 kg			
$\phi 0,53 v_f' c * b * d$	19.009,06 kg			
V_c	25.345,42 kg			
$\phi_v V_n$	97.914,61 kg			

TORSIÓN

Factor de modificación (λ)	1	ACI 318R-14 (19.2.4.2)
Área encerrada por perimetro seccional (A_{cp})	3600,00 cm ²	
Perímetro exterior de la sección	240,00 cm	
Umbral de Torsión (T_{th})	211.284,27 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.4.1)
Torsión de fisuración (T_{cr})	782.534,34 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.5.1)
Factor de reducción ϕ	0,75	
ϕT_{th}	158.463,20 kg-cm	
Torsión T_u	11.283,31 kg-cm	SAP2000
Condición del miembro en Torsión	$T_u < \phi T_{th}$	ACI 318R-14 (22.7.1)
Despreciar efectos torsionales		

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 38. Diseño de columnas

Edificio A $f'c$ 262,5 kg/cm²

CARGAS Y MOMENTOS

Momento mayor (Mu_2)+	3.760.788,58 kg-cm	37,61 ton-m
Momento menor (Mu_1)-	3.676.148,96 kg-cm	36,76 ton-m
Carga axial (Pu)	179.775,70 kg	179,78 ton
Cortante (Vu)	18.192,87 kg	018,19 ton
Torsión (Tu)	19.558,07 kg-cm	0,20 ton-m

SECCIÓN TRANSVERSAL

Ancho (b_w)	60,00 cm	
Espesor o peralte (h)	60,00 cm	
Momento de inercia (I_{gx})	1.080.000,00 cm ⁴	
Momento de inercia (I_{gy})	1.080.000,00 cm ⁴	
Recubrimiento (rec)	5,00 cm	
Altura de la columna (H)	300,00 cm	
Dist. Fib. Comp. Al centroide de A's (d)	55,00 cm	
Dist. Fib. Comp. Al centroide de As (d')	5,00 cm	
Esfuerzo de fluencia del refuerzo (fy)	4200,00 kg/cm ²	
Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	262,50 kg/cm ²	
Modulo de elasticidad (E)	244647,96 kg/cm ²	ACI 318SR-14 19.2.2.1.b

CONDICIÓN DE LA COLUMNA

$$Pu > 0,10 * f'c * Ag$$

Flexocompresión

CSCR 2010 8.3.1.a

EFFECTOS DE ESBELTEZ

Tipo de Marco	No arriostrado	
Tipo de columna	No arriostrada	ACI 318SR-14 6.2.5
Radio de giro (r)		17,32 ACI 318SR-14 6.2.5.1
Eje de Aplicación	EJE X	EJE Y
Factor de longitud efectiva (k)		1
Relación Kl_u/r		17,32
L_c	300,00 cm	
I_c	756.000,00 cm ⁴	756.000,00 cm ⁴
L_{v1x}	585,00 cm	
L_{v2x}	300,00 cm	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

L_{V3y}		385,00 cm
I_V	189.000,00 cm ⁴	47.250,00 cm ⁴
$(I_c/L_c)/(I_V/L_V)$	5,29	41,07
Ψ_A	5,29	41,07
Ψ_B	5,29	41,07
K	1	1

ACI 318SR-14 R6.2.5

Condiciones de esbeltez:

Eje x

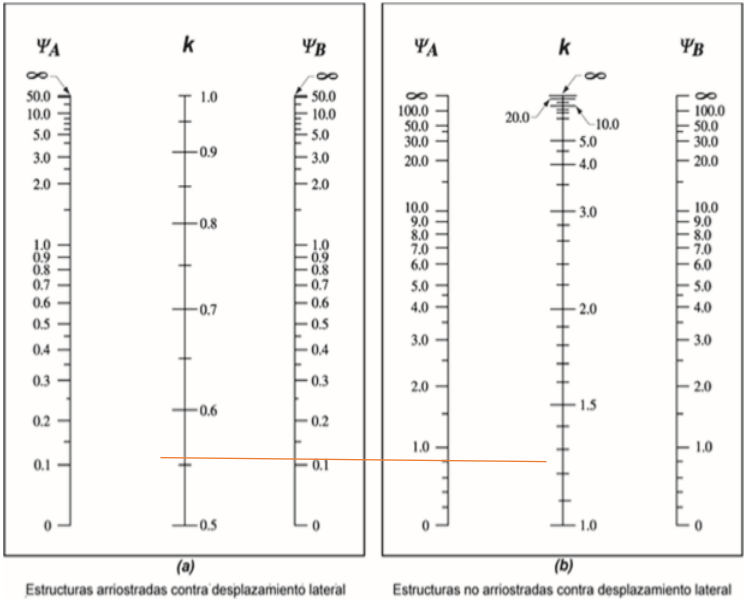
Kl/r <22	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5a
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5b
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5c

Doble Curvatura 1,02

Eje Y

Kl/r <22	Aplicar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5a
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5b
No Aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5c

Doble Curvatura 1,02



Ψ = relación de $\Sigma(EI / \ell_c)$ de las columnas con respecto a $\Sigma(EI / \ell)$ de las vigas en el mismo plano en un extremo de la columna
 ℓ = luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

Fig. R6.2.5 — Factor de longitud efectiva *k*.

Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

ACERO LONGITUDINAL

Cuantía de acero máxima (pmáx) 0,06 ACI 318SR-14 18.7.4.1

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Cuantía de acero mínima (ρ_{\min})	0,01	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero obtenida (ρ)	0,01	Cumple
Área de acero real a utilizar realmente (A_{st})	38,28 cm ²	

Área de acero para a utilizar elementos (As)

Selección del acero a utilizar		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#11	9,57	3,49
# de varillas	4	
Información elementos acero		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#3	0,71	0,95
#4	1,27	1,27
#5	1,98	1,59
#6	2,85	1,91
#7	3,88	2,22
#8	5,07	2,54
#9	6,41	2,86
#10	7,92	3,71
#11	9,57	3,49

ACERO TRANSVERSAL

Longitud de confinamiento especial L_0	46,00 cm	CSCR 2010 8.3.4a
--	----------	------------------

(b_w) 60,00 cm

H/6 50,00 cm

L 45,00 cm

Ducilidad local óptima

Área de acero mínima transversal en L_0	2,89 cm ²	CSCR 2010 8.3.4bii
---	----------------------	--------------------

s 5,00 cm

h_c 70,00 cm

A_c 2500,00 cm²

$A_{sh\ 8-3}$ 2,89 cm²

$A_{sh\ 8-4}$ 1,97 cm²

Área de acero transversal en L_0	6,53 cm ²	Cumple
------------------------------------	----------------------	--------

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

<u>Separación del acero en L_0</u>		<u>5,00 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4c
$0,25b_w$	15,00 cm		
6ϕ	5,70 cm		
S_0	28,67 cm		
h_x	49,00 cm		
<u>Separación del acero fuera de L_0</u>		<u>10,00 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4d
Ducilidad local moderada			
<u>Separación del acero en L_0</u>		<u>22,80 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4e
8ϕ	27,92 cm		
$24\phi_{\text{Transversal}}$	22,80 cm		
$0,5b_w$	30,00 cm		
L	30,00 cm		
<u>Separación máxima del acero fuera de L_0</u>		<u>30,00 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4e
COMPRESIÓN P_n		<u>496.852,08 kg</u>	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_c	<u>0,65</u>	$\phi P_n \geq P_u$	Cumple ACI 318SR-14 10.5.1.1a
FIEXOCOMPRESIÓN $P_n M_n$			
Falla balanceada			
Deformación unitaria en compresión (ϵ_u)		<u>0,003</u>	ACI 318SR-14 22.2.2.1
Deformación unitaria en tracción (ϵ_y)		<u>0,002</u>	
Módulo de Elasticidad del acero (E_s)		<u>2.100.000,00 kg/cm²</u>	
FLEXIÓN ϕM_n		<u>9.016.489,81 kg/cm²</u>	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_f	<u>0,9</u>	$\phi P_n \geq P_u$	Cumple ACI 318SR-14 10.5.1.1a

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Falla C = C_b

Distancia al eje neutro (C _b)	33,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	28,05	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f _s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f' _s)	5.345,45 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: f' _s ≤ f _s	Acero no fluye	
Dada la fluencia f' _s tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto C=0,85*f' _c *a*b	375.519,38 kg	375,52 ton
Carga de compresión balanceada P _b	375.519,38 kg	375,52 ton
Momento balanceada M _b	10.018.322,02 kg-cm	100,18 ton-m

Falla C < C_b

Distancia al eje neutro (c)	14,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	11,9	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f _s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f' _s)	4.050,00 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: f' _s ≤ f _s	Acero fluye	
Dada la fluencia f' _s tiene un valor igual a:	4.050,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto C=0,85*f' _c *a*b	159.311,25 kg	159,31 ton
Carga de compresión balanceada P _b	162.182,25 kg	162,18 ton
Momento balanceada M _b	7.779.060,56 kg-cm	77,79 ton-m

Falla C > C_b

Distancia al eje neutro (c)	48,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	40,8	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f _s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f' _s)	5.643,75 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: f' _s ≤ f _s	Acero no fluye	
Dada la fluencia f' _s tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto C=0,85*f' _c *a*b	546.210,00 kg	546,21 ton
Carga de compresión balanceada P _b	546.210,00 kg	546,21 ton
Momento balanceada M _b	9.263.016,00 kg-cm	92,63 ton-m

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Carga máxima en compresión P_0

$$0,85 \cdot f'_c \cdot h \cdot b_w + (A'_s + A_s)$$

964.026,00 kg

964,03 ton

Momento máximo M_0

$$A_s f_y (d - a/2)$$

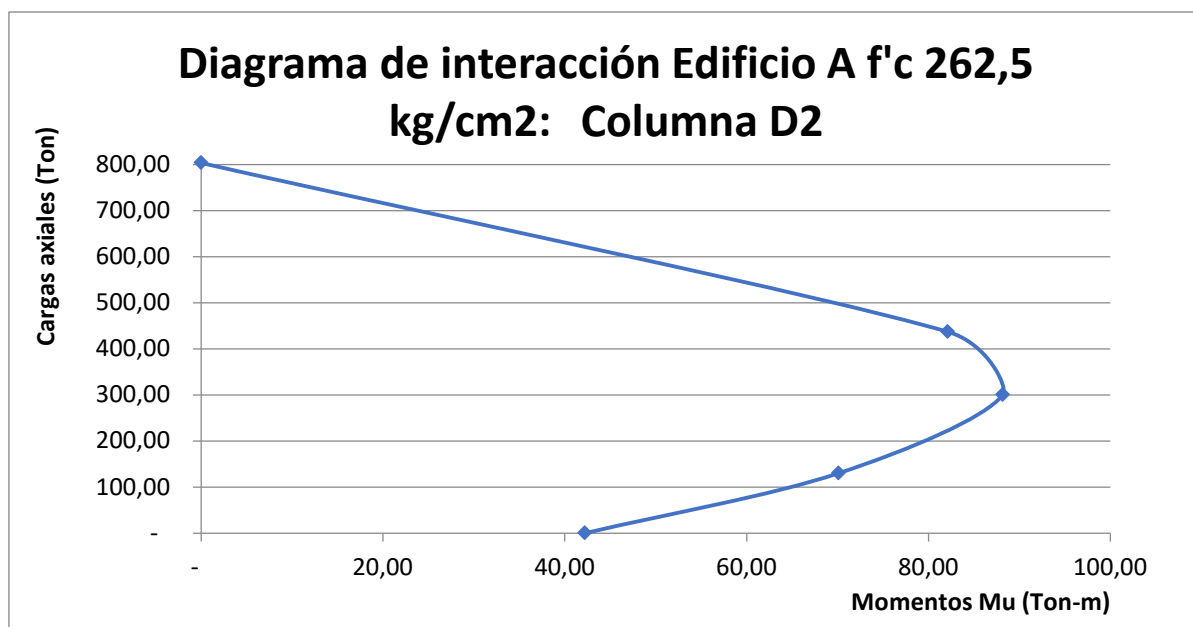
4.260.437,90 kg-cm

42,60 ton-m

$$a = A_s f_y / 0,85 f'_c b$$

6,00 cm

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO A 262,5			
Dist. al EN	M (ton-m)	P (ton)	e (cm)
C_{maximo}	42,60	-	#DIV/0!
$C < C_b$	77,79	162,18	47,96
$C = C_b$	100,18	375,52	26,68
$C > C_b$	92,63	546,21	16,96
C_{maximo}	-	964,03	-



Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

CORTANTE ϕV_n

ϕ_v	0,75	$\phi V_n \geq V_u$	Cumple	ACI 318R-14 22.5.1.2
* Si $V_u > \phi 0,53 v_f' c * b * d \Rightarrow$ Aros por cortante.			Confinamiento	ACI 318R-14 (22.5.10.1)
* Si $V_u < \phi 0,53 v_f' c * b * d \Rightarrow$ Aros confinamiento				
V_u	18.192,87 kg			
$\phi 0,53 v_f' c * b * d$	21.252,78 kg			
V_c	28.337,04 kg			
$\phi_v V_n$	109.471,86 kg			

TORSIÓN

Factor de modificación (λ)	1	ACI 318R-14 (19.2.4.2)
Área encerrada por perimetro seccional (A_{cp})	3600,00 cm ²	
Perímetro exterior de la sección	240,00 cm	
Umbral de Torsión (T_{th})	236.223,00 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.4.1)
Torsión de fisuración (T_{cr})	874.899,99 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.5.1)
Factor de reducción ϕ	0,75	
ϕT_{th}	177.167,25 kg-cm	
Torsión T_u	18.192,87 kg-cm	SAP2000
Condición del miembro en Torsión	$T_u < \phi T_{th}$	ACI 318R-14 (22.7.1)
Despreciar efectos torsionales		

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 39. Diseño de columnas Edificio B $f'c$ 210 kg/cm²

CARGAS Y MOMENTOS

Momento mayor (Mu_2)+	2.297.649,88 kg-cm	22,98 ton-m
Momento menor (Mu_1)-	2.295.325,45 kg-cm	22,95 ton-m
Carga axial (Pu)	201.965,44 kg	201,97 ton
Cortante (Vu)	11.942,93 kg	011,94 ton
Torsión (Tu)	21.511,88 kg-cm	0,22 ton-m

SECCIÓN TRANSVERSAL

Ancho (b_w)	60,00 cm	
Espesor o peralte (h)	60,00 cm	
Momento de inercia (I_{gx})	1.080.000,00 cm ⁴	
Momento de inercia (I_{gy})	1.080.000,00 cm ⁴	
Recubrimiento (rec)	5,00 cm	
Altura de la columna (H)	300,00 cm	
Dist. Fib. Comp. Al centroide de A's (d)	55,00 cm	
Dist. Fib. Comp. Al centroide de As (d')	5,00 cm	
Esfuerzo de fluencia del refuerzo (f_y)	4200,00 kg/cm ²	
Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	210,00 kg/cm ²	
Modulo de elasticidad (E)	218819,79 kg/cm ²	ACI 318SR-14 19.2.2.1.b

CONDICIÓN DE LA COLUMNA

$$Pu > 0,10 * f'c * Ag$$

Flexocompresión

CSCR 2010 8.3.1.a

EFECTOS DE ESBELTEZ

Tipo de Marco	No arriostrado		
Tipo de columna	Arriostrada		ACI 318SR-14 6.2.5
Eje de Aplicación	EJE X	EJE Y	
Radio de giro (r)	17,32	17,32	ACI 318SR-14 6.2.5.1
Factor longitud efectiva (k)	1	1	
Relación Kl_u/r	17,32	17,32	
L_c	300,00 cm		
I_c	756.000,00 cm ⁴	756.000,00 cm ⁴	
L_{v1x}	350,00 cm		

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

L_{V2y}	600,00 cm	
L_{V3}	0,00 cm	
I_v	189.000,00 cm ⁴	47.250,00 cm ⁴
$(I_d/L_c)/(I_v/L_v)$	9,33	64,00
Ψ_{ax}	9,33	64,00
Ψ_{Bx}	9,33	64,00
K	1	1

ACI 318SR-14 R6.2.5

Condiciones de esbeltez:

Eje x

No aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5a
$Kl/r < 34+12(M1/M2)$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5b
$Kl/r < 40$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5c

Doble Curvatura

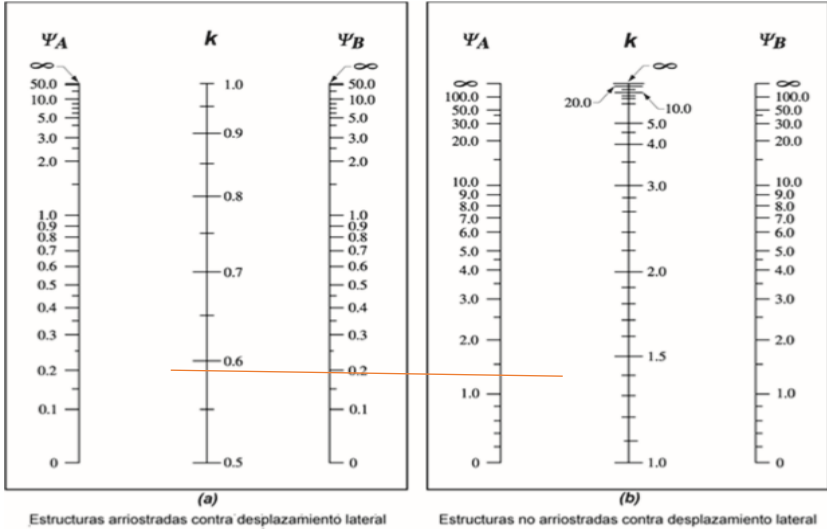
1,00

Eje y

No aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5a
$Kl/r < 34+12(M1/M2)$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5b
$Kl/r < 40$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5c

Doble Curvatura

1,00



Ψ = relación de $\Sigma(EI/\ell_c)$ de las columnas con respecto a $\Sigma(EI/\ell)$ de las vigas en el mismo plano en un extremo de la columna
 ℓ = luz de la viga medida centro a centro de los apoyos
Fig. R6.2.5 — Factor de longitud efectiva k .

Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

ACERO LONGITUDINAL

Cuantía de acero máxima (ρ_{\max})	0,06	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero mínima (ρ_{\min})	0,01	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero obtenida (ρ)	0,01	Cumple
Área de acero real a utilizar realmente (A_{st})	38,28 cm ²	

Selección del acero a utilizar		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#11	9,57	3,49
# de varillas	4	
Información elementos acero		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#3	0,71	0,95
#4	1,27	1,27
#5	1,98	1,59
#6	2,85	1,91
#7	3,88	2,22
#8	5,07	2,54
#9	6,41	2,86
#10	7,92	3,71
#11	9,57	3,49

ACERO TRANSVERSAL

Longitud de confinamiento especial L_0 46,00 cm CSCR 2010 8.3.4a

(b_w) 60,00 cm

H/6 50,00 cm

L 45,00 cm

Ducilidad local óptima

Area de acero mínima transversal en L_0 2,31 cm² CSCR 2010 8.3.4bii

s 5,00 cm

h_c 70,00 cm

A_c 2500,00 cm²

$A_{sh\ 8-3}$ 2,31 cm²

$A_{sh\ 8-4}$ 1,58 cm²

Area de acero transversal en L_0 6,53 cm² **Cumple**

Separación del acero en L_0 5,00 cm CSCR 2010 8.3.4c

0,25 b_w 15,00 cm

6 ϕ 5,70 cm

S_0 28,67 cm

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

h_x	49,00 cm		
<u>Separación del acero fuera de L_0</u>	<u>10,00 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4d	
Ducilidad local moderada			
<u>Separación del acero en L_0</u>	<u>22,80 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4e	
8ϕ	27,92 cm		
$24\phi_{\text{Transversal}}$	22,80 cm		
$0,5b_w$	30,00 cm		
L	30,00 cm		
<u>Separación maxima del acero fuera de L_0</u>	<u>30,00 cm</u>	CSCR 2010 8.3.4e	
COMPRESIÓN P_n			
		<u>414.202,37 Kg</u>	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_c	<u>0,65</u>	$\phi P_n \geq P_u$	<u>Cumple</u> ACI 318SR-14 10.5.1.1a
FIEXOCOMPRESIÓN $P_n M_n$			
Falla balanceada			
Deformación unitaria en compresión (ϵ_u)	<u>0,003</u>	ACI 318SR-14 22.2.2.1	
Deformación unitaria en tracción (ϵ_y)	<u>0,002</u>		
Módulo de Elasticidad del acero (E_s)	<u>2.100.000,00 kg/cm²</u>		
FLEXIÓN ϕM_n			
		<u>7.936.683,85 kg/cm²</u>	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_f	<u>0,9</u>	$\phi P_n \geq P_u$	<u>Cumple</u> ACI 318SR-14 10.5.1.1a
Falla $C = C_b$			
Distancia al eje neutro (C_b)	<u>33,00 cm</u>		
Factor bloque de compresión (β_1)	<u>0,85</u>	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3	
Profundidad del bloque de compresión (a)	<u>28,05</u>	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1	
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	<u>4.200,00 kg/cm²</u>		
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	<u>5.345,45 kg/cm²</u>		
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	<u>Acero no fluye</u>		
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	<u>4.200,00 kg/cm²</u>		
Compresión del concreto $C=0,85*f'_c*a*b$	<u>300.415,50 kg</u>	<u>300,42 ton</u>	
Carga de compresión balanceada P_b	<u>300.415,50 kg</u>	<u>300,42 ton</u>	
Momento balanceada M_b	<u>8.818.537,61 kg-cm</u>	<u>88,19 ton-m</u>	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Falla $C < C_b$

Distancia al eje neutro (c)	14,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	11,9	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	4.050,00 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	Acero fluye	
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	4.050,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C=0,85*f'_c*a*b$	127.449,00 kg	127,45 ton
Carga de compresión balanceada P_b	130.320,00 kg	130,32 ton
Momento balanceada M_b	7.012.773,45 kg-cm	70,13 ton-m

Falla $C > C_b$

Distancia al eje neutro (c)	48,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	40,8	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	5.643,75 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	Acero no fluye	
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C=0,85*f'_c*a*b$	436.968,00 kg	436,97 ton
Carga de compresión balanceada P_b	436.968,00 kg	436,97 ton
Momento balanceada M_b	8.214.292,80 kg-cm	82,14 ton-m

Carga máxima en compresión P_0

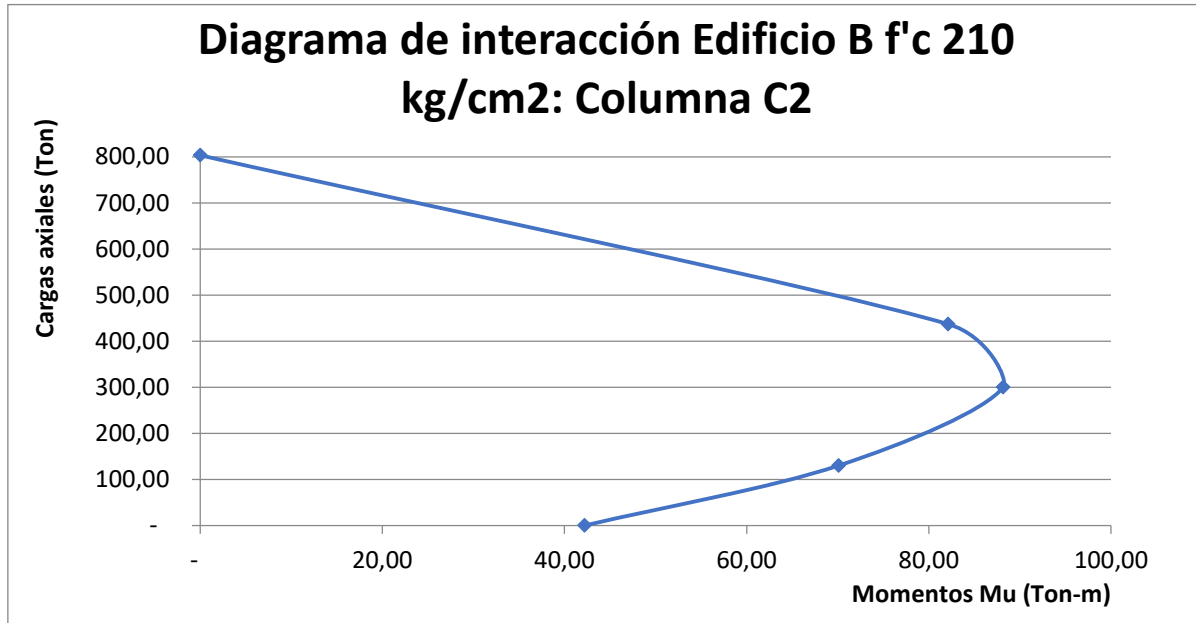
$0,85*f'_c*h*b_w + (A'_s + A_s)$	803.376,00 kg	803,38 ton
----------------------------------	---------------	------------

Momento máximo M_0

$A_s f_y (d - a/2)$	4.220.212,38 kg-cm	42,20 ton-m
$a = A_s f_y / 0,85 f'_c b$	7,51 cm	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO B			
Dist. al EN	M (ton-m)	P (ton)	e (cm)
C_{maximo}	42,20	-	-
$C < C_b$	70,13	130,32	53,81
$C = C_b$	88,19	300,42	29,35
$C > C_b$	82,14	436,97	18,80
C_{maximo}	-	803,38	-



CORTANTE ϕV_n

ϕ_v	0,75	$\phi V_n \geq V_u$	Cumple	ACI 318R-14 22.5.1.2
* Si $V_u > \phi 0,53v_f'c*b*d \Rightarrow$ Aros por cortante.			Confinamiento	ACI 318R-14 (22.5.10.1)
* Si $V_u < \phi 0,53v_f'c*b*d \Rightarrow$ Aros confinamiento				
V_u	11.942,93 kg			
$\phi 0,53v_f'c*b*d$	19.009,06 kg			
V_c	25.345,42 kg			
$\phi_v V_n$	97.914,61 kg			

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

TORSIÓN

Factor de modificación (λ)	1	ACI 318R-14 (19.2.4.2)
Área encerrada por perimetro seccional (A_{cp})	3600,00 cm ²	
Perímetro exterior de la sección	240,00 cm	
Umbral de Torsión (T_{th})	211.284,27 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.4.1)
Torsión de fisuración (T_{cr})	782.534,34 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.5.1)
Factor de reducción ϕ	0,75	
ϕT_{th}	158.463,20 kg-cm	
Torsión T_u	11.942,93 kg-cm	SAP2000
Condición del miembro en Torsión	$T_u < \phi T_{th}$	ACI 318R-14 (22.7.1)
Despreciar efectos torsionales		

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Apéndice 40. Diseño de columnas

Edificio B $f'c$ 262,5 kg/cm²

CARGAS Y MOMENTOS

Momento mayor (Mu_2)+	2.297.649,88 kg-cm	22,98 ton-m
Momento menor (Mu_1)-	2.295.325,45 kg-cm	22,95 ton-m
Carga axial (Pu)	201.966,78 kg	201,97 ton
Cortante (Vu)	11.942,65 kg	011,94 ton
Torsión (Tu)	21.524,50 kg-cm	0,22 ton-m

SECCIÓN TRANSVERSAL

Ancho (b_w)	60,00 cm	
Espesor o peralte (h)	60,00 cm	
Momento de inercia (I_{gx})	1.080.000,00 cm ⁴	
Momento de inercia (I_{gy})	1.080.000,00 cm ⁴	
Recubrimiento (rec)	5,00 cm	
Altura de la columna (H)	300,00 cm	
Dist. Fib. Comp. Al centroide de A's (d)	55,00 cm	
Dist. Fib. Comp. Al centroide de As (d')	5,00 cm	
Esfuerzo de fluencia del refuerzo (f_y)	4200,00 kg/cm ²	
Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	262,50 kg/cm ²	
Modulo de elasticidad (E)	244647,96 kg/cm ²	ACI 318SR-14 19.2.2.1.b

CONDICIÓN DE LA COLUMNA

$$Pu > 0,10 * f'c * Ag$$

Flexocompresión

CSCR 2010 8.3.1.a

EFFECTOS DE ESBELTEZ

Tipo de Marco	No arriostrado		
Tipo de columna	Arriostrada		ACI 318SR-14 6.2.5
Eje de Aplicación	EJE X	EJE Y	
Radio de giro (r)	17,32	17,32	ACI 318SR-14 6.2.5.1
Factor longitud efectiva (k)	1	1	
Relación Kl_u/r	17,32	17,32	
L_c	300,00 cm		
I_c	756.000,00 cm ⁴	756.000,00 cm ⁴	
L_{v1x}	350,00 cm		
L_{v2y}	600,00 cm		

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

L_{V3}	0,00 cm	
I_v	189.000,00 cm ⁴	47.250,00 cm ⁴
$(I_c/L_c)/(I_v/L_v)$	9,33	64,00
Ψ_{ax}	9,33	64,00
Ψ_{Bx}	9,33	64,00
K	1	1

ACI 318SR-14 R6.2.5

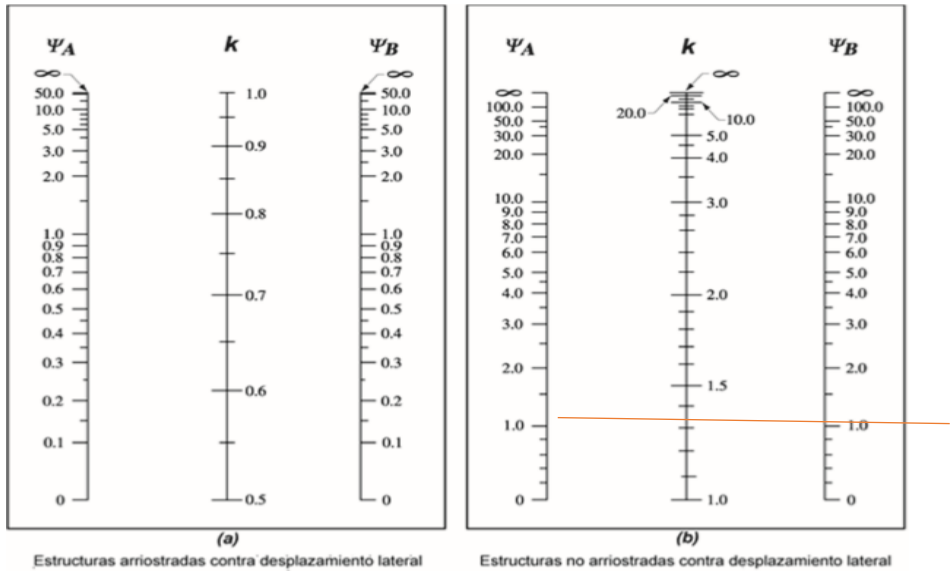
Condiciones de esbeltez:

Eje x

No aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5a
$Kl/r < 34+12(M1/M2)$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5b
$Kl/r < 40$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5c
Doble Curvatura	1,00	

Eje y

No aplica	No aplica	ACI 318SR-14 6.2.5a
$Kl/r < 34+12(M1/M2)$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5b
$Kl/r < 40$	Despreciar esbeltez	ACI 318SR-14 6.2.5c
Doble Curvatura	1,00	



Ψ = relación de $\Sigma(EI / \ell_c)$ de las columnas con respecto a $\Sigma(EI / \ell)$ de las vigas en el mismo plano en un extremo de la columna
 ℓ = luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

Fig. R6.2.5 — Factor de longitud efectiva k .

Fuente: (ACI (318S-14), 2014)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

ACERO LONGITUDINAL

Cuantía de acero máxima (ρ_{\max})	0,06	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero mínima (ρ_{\min})	0,01	ACI 318SR-14 18.7.4.1
Cuantía de acero obtenida (ρ)	0,01	Cumple
Área de acero real a utilizar realmente (A_{st})	38,28 cm ²	

Selección del acero a utilizar		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#11	9,57	3,49
# de varillas	4	
Información elementos acero		
Varilla	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
#3	0,71	0,95
#4	1,27	1,27
#5	1,98	1,59
#6	2,85	1,91
#7	3,88	2,22
#8	5,07	2,54
#9	6,41	2,86
#10	7,92	3,71
#11	9,57	3,49

ACERO TRANSVERSAL

Longitud de confinamiento especial L_0 46,00 cm CSCR 2010 8.3.4a

(b_w) 60,00 cm

H/6 50,00 cm

L 45,00 cm

Ducilidad local óptima

Área de acero mínima transversal en L_0 2,89 cm² CSCR 2010 8.3.4bii

s 5,00 cm

h_c 70,00 cm

A_c 2500,00 cm²

$A_{sh\ 8-3}$ 2,89 cm²

$A_{sh\ 8-4}$ 1,97 cm²

Área de acero transversal en L_0 6,53 cm² Cumple

Separación del acero en L_0 5,00 cm CSCR 2010 8.3.4c

$0,25b_w$ 15,00 cm

6ϕ 5,70 cm

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

S_0	28,67 cm		
h_x	49,00 cm		
Separación del acero fuera de L_0		10,00 cm	CSCR 2010 8.3.4d

Ducilidad local moderada

Separación del acero en L_0		22,80 cm	CSCR 2010 8.3.4e
8ϕ	27,92 cm		
$24\phi_{\text{Transversal}}$	22,80 cm		
$0,5b_w$	30,00 cm		
L	30,00 cm		
Separación maxima del acero fuera de L_0		30,00 cm	CSCR 2010 8.3.4e

COMPRESIÓN P_n

		496.852,08 Kg	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_c	0,65	$\phi P_n \geq P_u$	Cumple ACI 318SR-14 10.5.1.1a

FIEXOCOMPRESIÓN $P_n M_n$

Falla balanceada

Deformación unitaria en compresión (ϵ_u)	0,003	ACI 318SR-14 22.2.2.1
Deformación unitaria en tracción (ϵ_y)	0,002	
Módulo de Elasticidad del acero (E_s)	2.100.000,00 kg/cm ²	

FLEXIÓN ϕM_n

		9.016.489,81 kg/cm ²	ACI 318SR-14 22.4.2.2
ϕ_f	0,9	$\phi P_n \geq P_u$	Cumple ACI 318SR-14 10.5.1.1a

Distancia al eje neutro (C_b)	33,00 cm		
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3	
Profundidad del bloque de compresión (a)	28,05	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1	
Fluencia del refuerzo en tensión (f_s)	4.200,00 kg/cm ²		
Fluencia del refuerzo en compresión (f'_s)	5.345,45 kg/cm ²		
Hay fluencia del acero: $f'_s \leq f_s$	Acero no fluye		
Dada la fluencia f'_s tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²		
Compresión del concreto $C=0,85*f'_c*a*b$	375.519,38 kg	375,52 ton	
Carga de compresión balanceada P_b	375.519,38 kg	375,52 ton	
Momento balanceada M_b	10.018.322,02 kg-cm	100,18 ton-m	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Falla $C < C_b$

Distancia al eje neutro (c)	14,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	11,9	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (fs)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f's)	4.050,00 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: f's ≤ fs	Acero fluye	
Dada la fluencia f's tiene un valor igual a:	4.050,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C=0,85*f'_c*a*b$	159.311,25 kg	159,31 ton
Carga de compresión balanceada P_b	162.182,25 kg	162,18 ton
Momento balanceada M_b	7.779.060,56 kg-cm	77,79 ton-m

Falla $C > C_b$

Distancia al eje neutro (c)	48,00 cm	
Factor bloque de compresión (β_1)	0,85	ACI 318SR-14 22.2.2.4.3
Profundidad del bloque de compresión (a)	40,8	ACI 318SR-14 22.2.2.4.1
Fluencia del refuerzo en tensión (fs)	4.200,00 kg/cm ²	
Fluencia del refuerzo en compresión (f's)	5.643,75 kg/cm ²	
Hay fluencia del acero: f's ≤ fs	Acero no fluye	
Dada la fluencia f's tiene un valor igual a:	4.200,00 kg/cm ²	
Compresión del concreto $C=0,85*f'_c*a*b$	546.210,00 kg	546,21 ton
Carga de compresión balanceada P_b	546.210,00 kg	546,21 ton
Momento balanceada M_b	9.263.016,00 kg-cm	92,63 ton-m

Carga máxima en compresión P_0

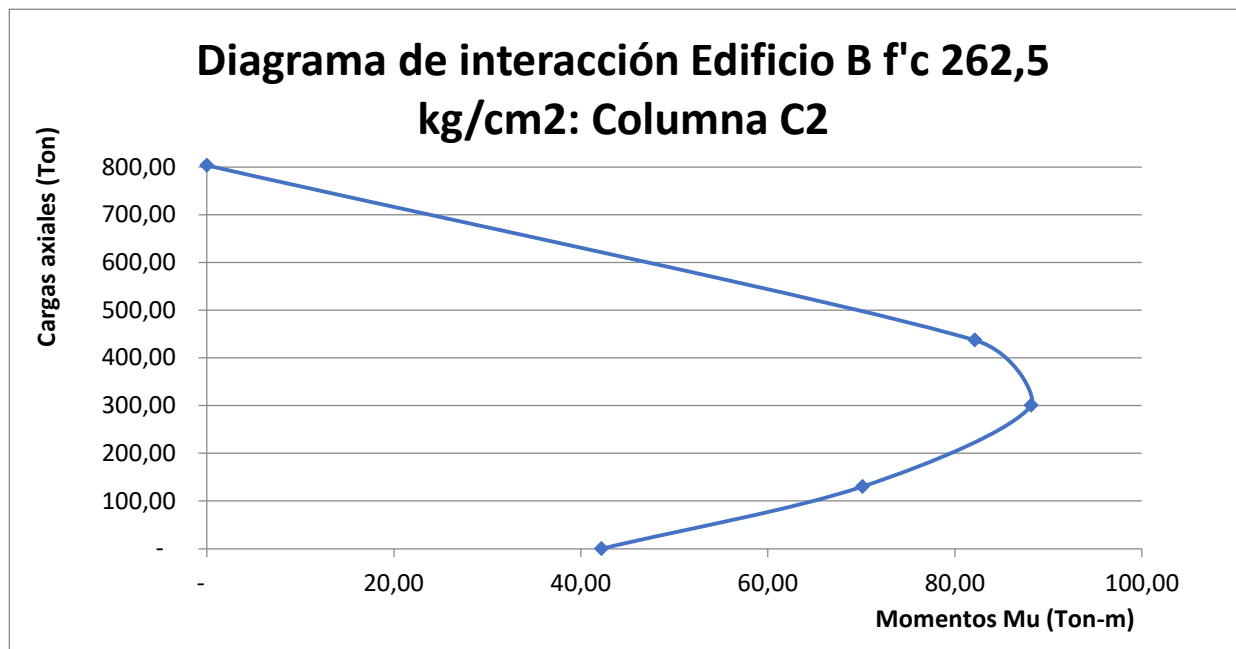
$0,85*f'_c*h*b_w + (A's+As)$	964.026,00 kg	964,03 ton
------------------------------	---------------	------------

Momento máximo M_0

$A_s f_y (d-a/2)$	4.260.437,90 kg-cm	42,60 ton-m
$a=A_s f_y / 0,85 f'_c b$	6,00 cm	

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO B			
Dist. al EN	M (ton-m)	P (ton)	e (cm)
C_{maximo}	42,60	-	-
$C < C_b$	77,79	162,18	47,96
$C = C_b$	100,18	375,52	26,68
$C > C_b$	92,63	546,21	16,96
C_{maximo}	-	964,03	-



CORTANTE ϕV_n

ϕV_n	0,75	$\phi V_n \geq V_u$	Cumple	ACI 318R-14 22.5.1.2
* Si $V_u > \phi 0,53 v f'_c b d \Rightarrow$ Aros por cortante.			Confinamiento	ACI 318R-14 (22.5.10.1)
* Si $V_u < \phi 0,53 v f'_c b d \Rightarrow$ Aros confinamiento				
V_u	11.942,65 kg			
$\phi 0,53 v f'_c b d$	21.252,78 kg			
V_c	28.337,04 kg			
ϕV_n	109.471,86 kg			

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

TORSIÓN

Factor de modificación (λ)	1	ACI 318R-14 (19.2.4.2)
Área encerrada por perimetro seccional (A_{cp})	3600,00 cm ²	
Perímetro exterior de la sección	240,00 cm	
Umbral de Torsión (T_{th})	236.223,00 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.4.1)
Torsión de fisuración (T_{cr})	874.899,99 kg-cm	ACI 318R-14 (22.7.5.1)
Factor de reducción ϕ	0,75	
ϕT_{th}	177.167,25 kg-cm	
Torsión T_u	11.942,65 kg-cm	SAP2000
Condición del miembro en Torsión	$T_u < \phi T_{th}$	ACI 318R-14 (22.7.1)
Despreciar efectos torsionales		

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexos

Anexo 1: Distribución de planta de entrepiso original para el Edificio A.

Anexo 2: Distribución de planta de columnas original para el Edificio A.

Anexo 3 Edificios comunes en Costa Rica.

Anexo 4: Tabla de zona sísmica.

Anexo 5: Tabla de aceleración efectiva.

Anexo 6: Importancia de la edificación

Anexo 7: Tabla de ductilidades.

Anexo 8: Diagrama de Factor Espectral Dinámico (FED).

Anexo 9: Tabla de FED

Anexo 10: Cargas temporales mínimas.

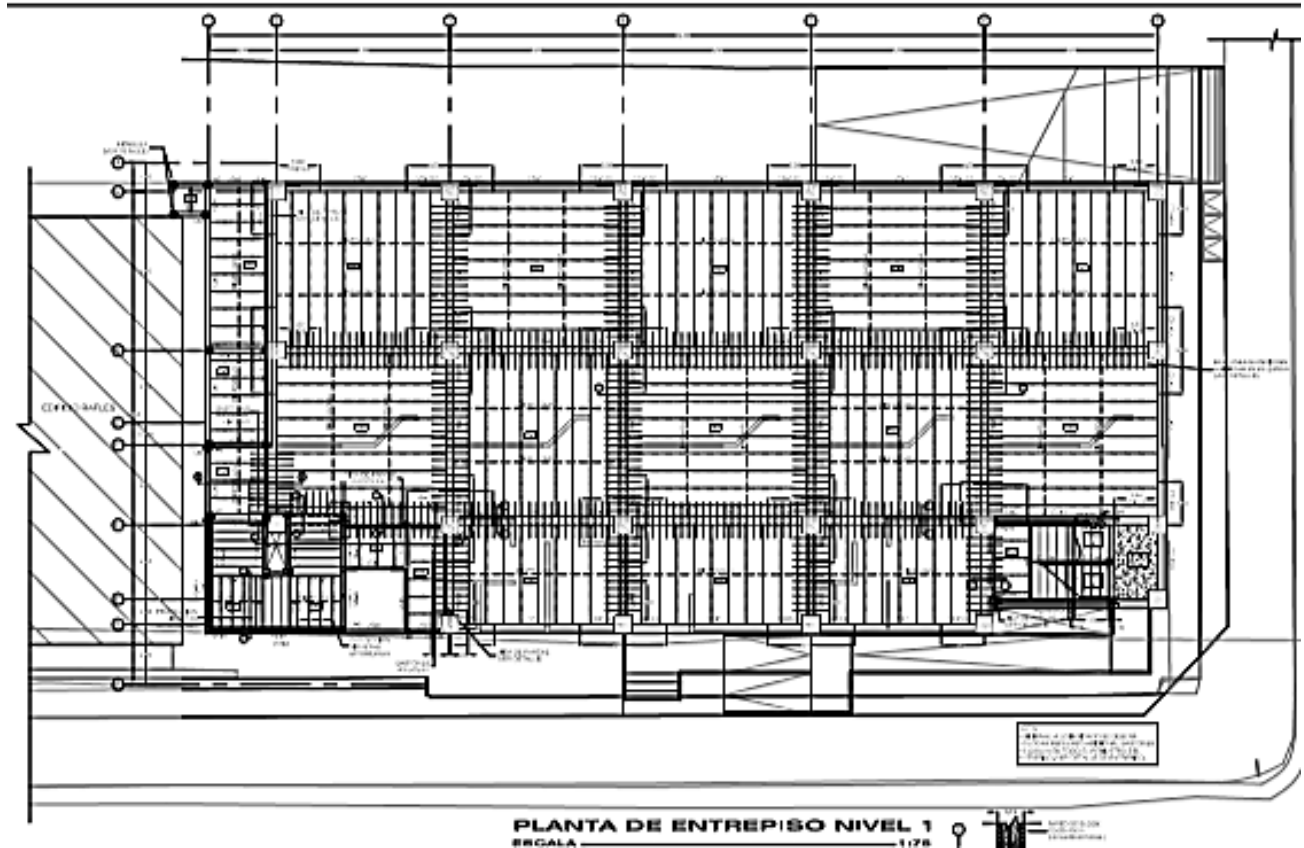
Anexo 11: Desplazamientos límites.

Anexo 12: Especificaciones cargas de entrepiso.

Anexo 13: Espectro de respuesta $\eta = 6$.

Anexo 14: Espectro de respuesta $\eta = 3$

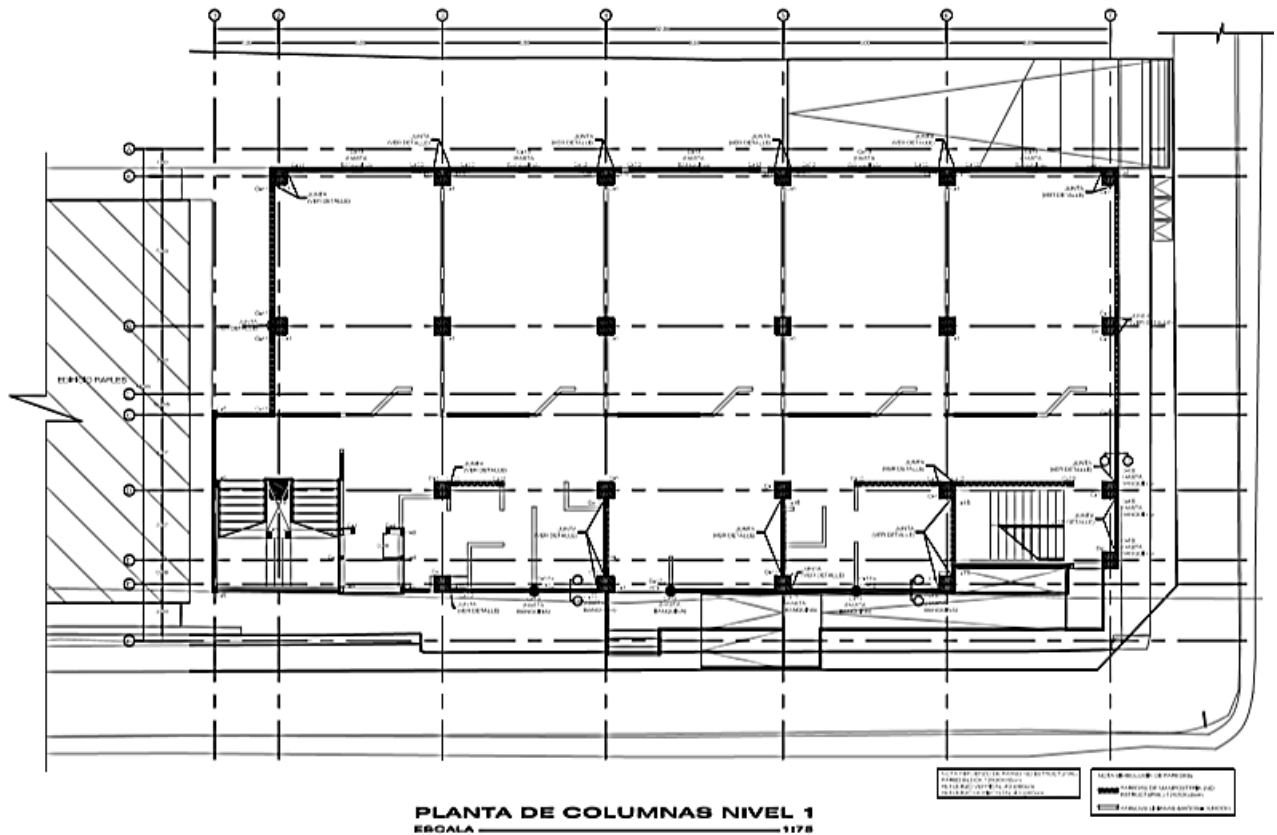
Anexo 1: Distribución de planta de entrepiso original para el Edificio A.



Fuente: Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 2: Distribución de planta de columnas original para el Edificio A.



Fuente: Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 3 Edificios comunes en Costa Rica.

Apéndice B. Dimensiones de edificios en Costa Rica para caracterizar modelo de edificio a estudiar.

Item	Nombre Edificio	Ubicación Provincia	Uso/Ocupación	Sistema estructural	Número piso	Tipo entregado	Se especimenet estructurales				Altura de Piso		Distancia entre columnas	
							Columnas (cm x cm)				2019		2020	
14	Edificio de Ingeniería en Producción Industrial	Cartago	Aulas y Oficinas	M-C/V	2	Viga-B-C	30	100	20	40	3	4	10	
9	Torres de Heredia	Heredia	Centro Comercial	M-C/V	2	Entregado	40	70	20	30	4.2			
						Viga-B-C	40	40	30	70				
							25	25	20	40				
							15	20	20	40				
							15	25	20	70				
							15	100	20	100				
							20	30	20	100				
							15	44.5						
							25	40						
							30	120	35	100	5	12	9	
4	ECALUS	Alajuela	Comercial	M-C/V	2	Entregado	30	30	30	30	4	3	3.5	
16	Hospital Calderón Guardia (Unidad de Apoyo Ancho poroso)	San José	Hospital	M-C/V	3	Viga-B-C	15	175	35	70			8	
8	Torres de Heredia	Heredia	Parques	M-C/V	4	Entregado	55	100					4.5	
						Viga-B-C	37.5	135	25	30	3.1			
							40	135	30	70				
							37.5	70	35	30				
6	Centro Comercial Calle Moravia	San José	Comercial	M-C/V	4		60	60	30	30	2.45			
							40	60	30	70				
						Viga-B-C	50	50	30	30	3.7	3.8	3.45	
11	Centro Empresarial Calle Moravia	San José	Centro Comercial	M-C/V	4		50	70	30	60	5.1	5.1	5.45	
							40	60			3.35	3.35	3.65	
							20	60						
						Viga-B-C	20	20	10.5	25	3.42	4.45	3.77	
12	Condominio Verticales Residenciales Veranda	San José	Apartamentos	M-C/V	6		25	60	25	40	4.2		4.35	
							20	57.4	15	30				
							20	52.5	15	40				
							15	45						
							20	65						
							20	100						
							20	120						
							20	130						
							20	130						
							20	160						
15	Edificio Nucleo de Tecnología de Información			M-C/V	6	Viga-B-C	30	100	25	70	3	4	11.5	
							30	120	25	75				
									20	90				
3	COL	San José	Comercial	C/V	6	Entregado	40	40	30	60	3			
5	SGWA	San José	Comercial y oficinas	M-C/V	6	Entregado	50	50	30	30				
10	UNIBE	San José	Vivienda y Oficinas	M-C/V	6	Entregado	60	60	30	60	1.6	8	9	
							50	30	30	20	12	3.4		
							50	30	30	70	6.35	10		
1	Edif de Abito	San José	Oficinas	M-C/V	6	Entregado	40	40	30	20	3	8	8.5	
2	Oficinas Cere	San José	Oficinas	M-C/V	6	Entregado	40	40	25	60	3	9	9	
11	Condominio Verticales Residenciales Pungu Anil	San José	Apartamentos	M-C/V	6	Entregado	50	70	30	20	2.8	3.6	4.3	
							40	60	30	60	2.45			
						Entregado	20	65	15	30				
7	Torres de Heredia	Heredia	Apartamentos	M-C/V	12		20	117.5	15	35				
							20	107.5	15	20				
							20	120	15	40				
							20	45	15	140				
									15	60				
									15	77.5				
									20	90				
									20	30				
									20	40				
						Entregado	20	35	20	75	3.25	3	3.5	
8	Condominio Vertical Horizontal (Residencial Azura Towers)	San José	Apartamentos	Marco y Muros C/V	22	Entregado	20	70	20	40	2.7	8.5	8.8	
						Entregado	20	140.5	20	60				
							20	72.5	25	95				
							20	35	25	135				
							20	47.5	25	70				
							20	122.5	25	90				
							20	65	30	90				
							20	60	30	135				
							25	95	30	90				
							25	130						
							25	122.5						
							25	135						
							40	40						
							40	90						
							50	50						
							50	77.5						
							60	60						
							60	70						

Fuente: (Cubillo, 2015)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 4: Tabla de zona sísmica.

2.2 Zonificación sísmica de Costa Rica

Para efectos de este código se divide el país en tres zonas sísmicas de sismicidad ascendente denominadas zonas II, III y IV, las cuales se representan gráficamente en la figura 2.1. Siguiendo la división política y administrativa vigente, la Tabla 2.1 presenta la zona sísmica asignada a cada cantón o cuando es necesario a cada distrito del país.

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
1. San José	1. San José	Todos	III
	2. Escazú	Todos	III
	3. Desamparados	Todos	III
	4. Puriscal	1. Santiago	III
		2. Mercedes Sur	III
		3. Barbacoas	III
		4. Grifo Alto	III
		5. San Rafael	III
		6. Candelarita	III
		7. Desamparaditos	III
		8. San Antonio	III
		9. Chires	IV
	5. Tarrazú	Todos	III
	6. Aserri	Todos	III
	7. Mora	Todos	III

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Anexo 5: Tabla de aceleración efectiva.

TABLA 2.3. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{en} , para un período de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.			
Tipo de Sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.20	0.30	0.40
S_2	0.24	0.33	0.40
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 6: Importancia de la edificación

TABLA 4.1. Clasificación de edificaciones según importancia.

Grupo	Descripción	Ocupación o función de la edificación	Factor <i>I</i>	Factor <i>I_p</i>
A	Edificaciones e instalaciones esenciales	Hospitales e instalaciones que poseen áreas de cirugía o atención de emergencias. Estaciones de policía y bomberos. Garajes y refugios para vehículos o aviones utilizados para emergencias. Instalaciones y refugios en centros de preparación para emergencias. Terminales aeroportuarias y torres de control aéreo. Edificaciones y equipo en centros de telecomunicaciones y otras instalaciones requeridas para responder a una emergencia. Generadores de emergencia para instalaciones pertenecientes al grupo A. Tanques de almacenamiento de agua y productos esenciales. Estructuras que contienen bombas u otros materiales o equipo para suprimir el fuego.	1.25	1.50
B	Edificaciones e instalaciones riesgosas	Obras e instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos. Obras que contienen o soportan sustancias tóxicas o explosivas. Obras cuya falla pueda poner en peligro otras edificaciones de los grupos A y B.	1.25	1.50
C	Edificaciones de ocupación especial	Edificaciones para actividades educativas con una capacidad mayor que 300 estudiantes. Edificios usados para colegios o para educación de adultos con una capacidad mayor que 500 estudiantes. Edificios para centros de salud con 50 o más pacientes residentes incapacitados, pero no incluidas en el grupo A. Todas las edificaciones con una ocupación mayor que 5000 personas no incluidas en los grupos A o B. Edificaciones y equipo en estaciones de generación de energía y otras instalaciones públicas no incluidas en el Grupo A y requeridas para mantener operación continua.	1.00	1.25
D	Edificaciones de ocupación normal	Todas las obras de habitación, oficinas, comercio o industria y cualquier otra edificación no especificada en los grupos A, B, C o E.	1.00	1.25
		Construcción agrícola y edificios de baja ocupación. Galpones		
E	Edificaciones misceláneas	y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación. Tapias y muros de colindancia (ver nota). Obras e instalaciones provisionales para la construcción.	0.75	1.00

Nota. Cuando no representen riesgo elevado a los transeúntes, las tapias y muros de colindancia pueden diseñarse como sistemas o componentes no estructurales conforme al capítulo 14.

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 7: Tabla de ductilidades.

TABLA 4.3. Ductilidad global asignada, μ , según sistema estructural, regularidad de la estructura y ductilidad local.

Sistema estructural tipo marco					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
marco a	X		X		6.0
marco b	X			X	3.0
marco c		X	X		3.0
marco d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
dual a	X		X		4.0
dual b	X			X	3.0
dual c		X	X		3.0
dual d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		2.0
muro d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo voladizo					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0
Sistema estructural tipo otros					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
otros a	X		X		1.0
otros b	X			X	1.0
otros c		X	X		1.0
otros d		X		X	1.0

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 8: Diagrama de Factor Espectral Dinámico (FED).

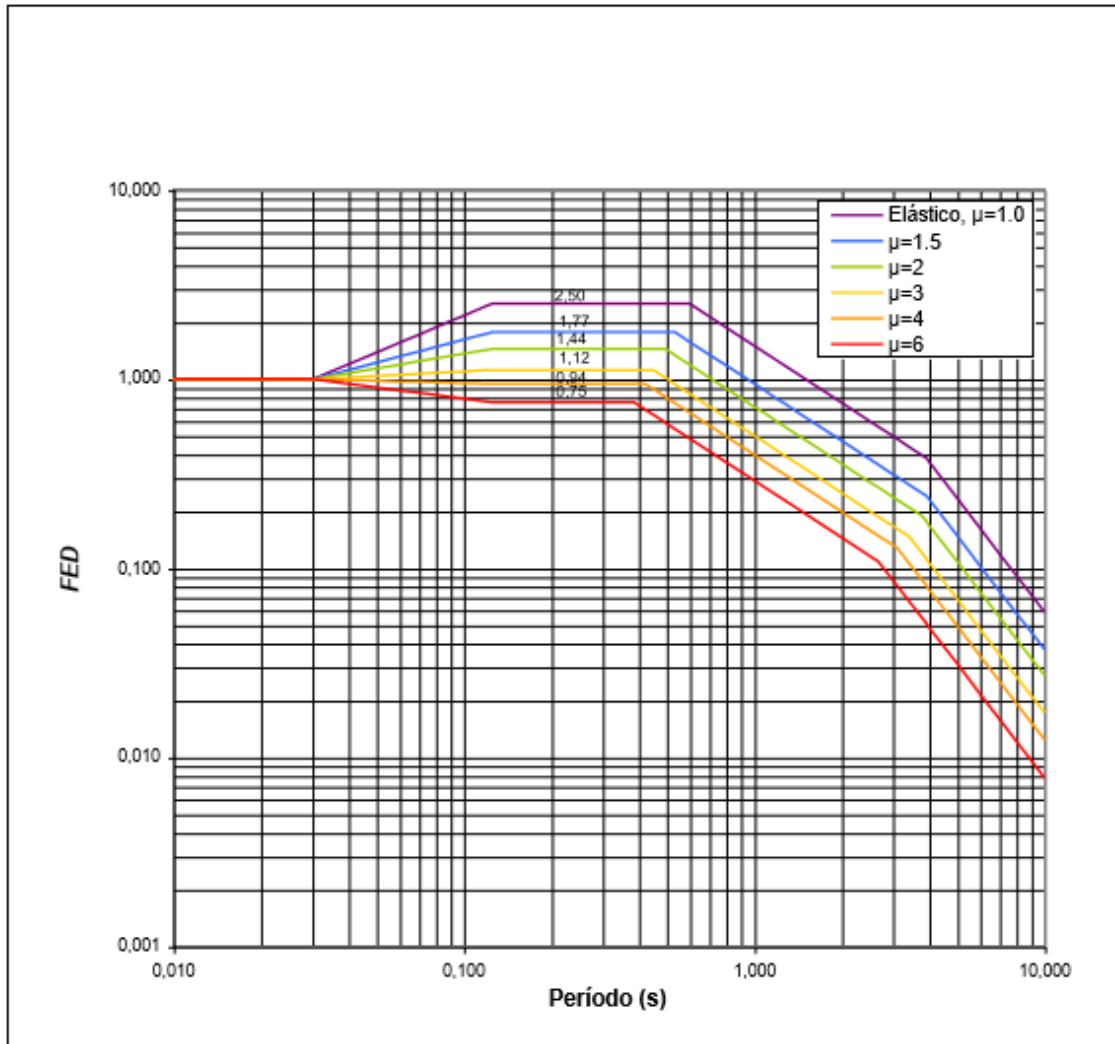


FIGURA 5.7. Factor espectral dinámico, FED , para sitios tipo S_3 en zona sísmica III (amortiguamiento $\zeta = 5\%$; ductilidades $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 9: Tabla de FED

TABLA D.7. Factor espectral dinámico, *FED*, para sitios Tipo S_3 en Zona III
(amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T(s)	Elástico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.948
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.386	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.421	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.449	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.117	0.884	0.646
0.495	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.430	1.005	0.796	0.582
0.534	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.800	1.875	1.180	0.894	0.628	0.497	0.383
1.000	1.500	0.944	0.715	0.503	0.398	0.291
1.100	1.384	0.858	0.650	0.457	0.362	0.284
1.200	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 10: Cargas temporales mínimas.

TABLA 6.1. Cargas temporales unitarias mínimas.

Destino del piso	Carga temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con peso intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El profesional responsable del diseño debe considerar las condiciones reales a las que será sometido el piso para efectos de incrementar las cargas.

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Anexo 11: Desplazamientos límites.

TABLA 7.2. Límite superior de la razón de deriva, Δ_i / H_i ⁽¹⁾, según categoría de edificación y sistema estructural.

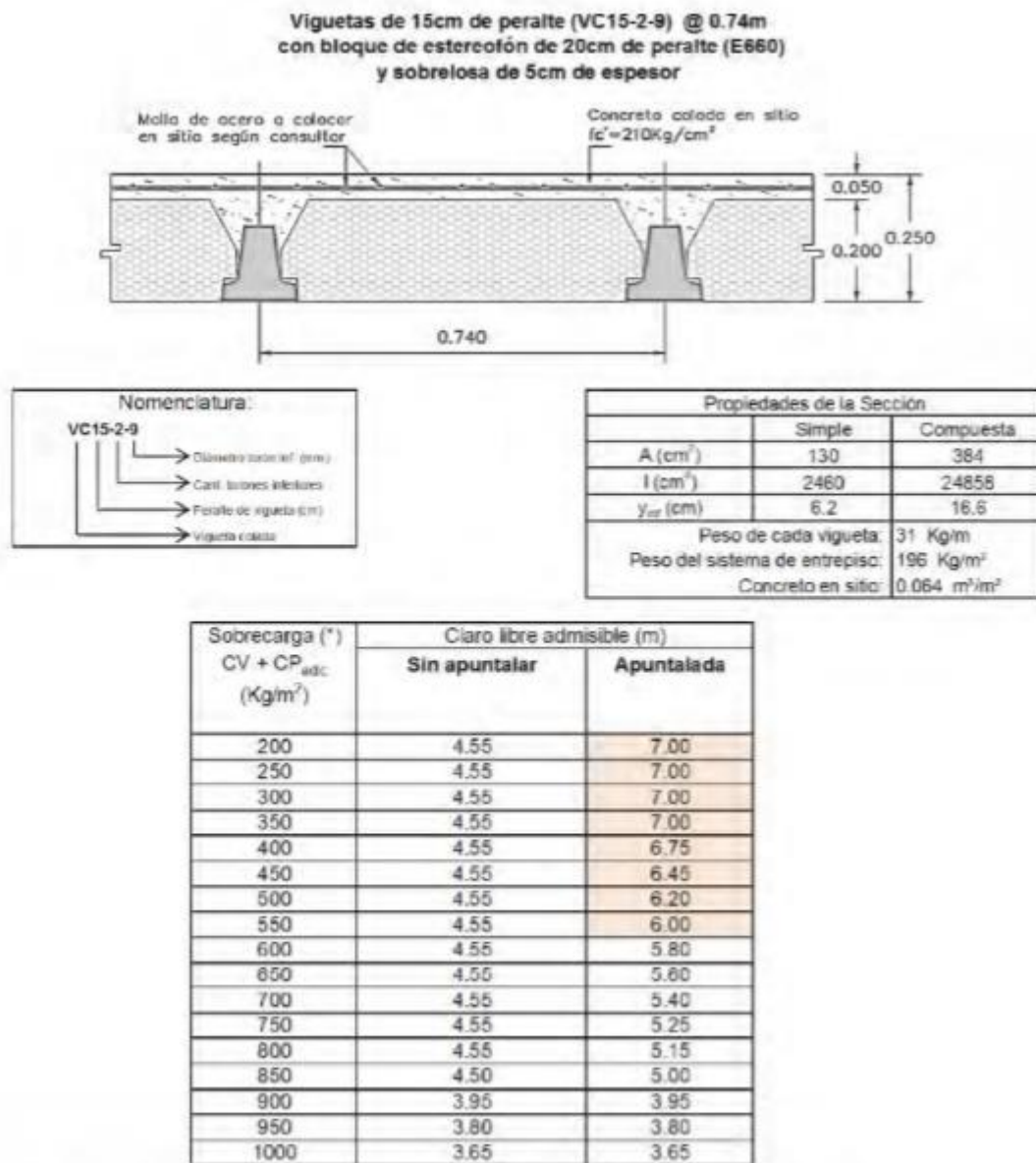
Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación severa según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.0125	0.020
tipo dual	0.0125	0.018
tipo muro	0.0100	0.010
tipo voladizo	0.0125	0.020
tipo otros	0.0065	0.010

⁽¹⁾Nota: $H_i = h_i - h_{i-1}$, altura entre el nivel del piso i y el nivel inferior.

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 12: Especificaciones cargas de entrepiso.



(*) La sobrecarga es la suma de Carga Viva o Temporal (CV) + la Carga Permanente Adicional (CP_{adic}) sin factorar
Carga muerta adicional= Acabado de piso+Paredes livianas+Cielos+ Instalac. Electricas+Otros

Fuente: (Eurobau, 2018)

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 13: Espectro de respuesta $\eta = 6$.

Pseudo aceleración: Zona III, Suelo S3, Grupo C, $\eta=6$.	
T (s)	S_a (m/s^2)
0,000	0,18000
0,020	0,18000
0,030	0,18000
0,030	0,18000
0,040	0,17028
0,050	0,16290
0,060	0,15714
0,070	0,15228
0,080	0,14832
0,090	0,14490
0,100	0,14184
0,110	0,13914
0,120	0,13680
0,125	0,13572
0,150	0,13572
0,200	0,13572
0,250	0,13572
0,300	0,13572
0,386	0,13572
0,421	0,12420
0,449	0,11646
0,450	0,11628
0,495	0,10566
0,500	0,10476
0,534	0,09810
0,600	0,08730
0,601	0,08730
0,800	0,06534
1,000	0,05238
1,100	0,04752
1,200	0,04356
1,300	0,04032
1,400	0,03744
1,500	0,03492
2,000	0,02610
2,500	0,02088
2,682	0,01944
3,000	0,01566
3,111	0,01458
3,415	0,01206
3,785	0,00972
3,907	0,00918
3,930	0,00900
4,000	0,00882
5,000	0,00558
6,000	0,00396
7,000	0,00288
8,000	0,00216
9,000	0,00180
10,000	0,00144

Fuente: (SAP2000): CSCR 2010

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Anexo 14: Espectro de respuesta $\eta = 3$

Pseudo aceleración: Zona III, Suelo S3, Grupo C, $\eta=3$.	
T (s)	S_a (m/s^2)
0,000	0,18000
0,020	0,18000
0,030	0,18000
0,030	0,18000
0,040	0,18396
0,050	0,18720
0,060	0,18990
0,070	0,19224
0,080	0,19422
0,090	0,19602
0,100	0,19782
0,110	0,19926
0,120	0,20052
0,125	0,20124
0,150	0,20124
0,200	0,20124
0,250	0,20124
0,300	0,20124
0,386	0,20124
0,421	0,20124
0,449	0,20124
0,450	0,20106
0,495	0,18252
0,500	0,18090
0,534	0,16938
0,600	0,15084
0,601	0,15084
0,800	0,11304
1,000	0,09054
1,100	0,08226
1,200	0,07542
1,300	0,06966
1,400	0,06462
1,500	0,06030
2,000	0,04518
2,500	0,03618
2,682	0,03366
3,000	0,03024
3,111	0,02916
3,415	0,02646
3,785	0,02160
3,907	0,02016
3,930	0,01998
4,000	0,01926
5,000	0,01242
6,000	0,00864
7,000	0,00630
8,000	0,00486
9,000	0,00378
10,000	0,00306

Fuente: (SAP2000): CSCR 2010

Efectos del incremento en la resistencia especificada a la compresión del concreto distribuida irregularmente en diferentes columnas de edificios tipo marco característicos de costa rica.

Referencias

- Addleson, L. (2001). *Materiales para la construcción*. Barcelona : Reverté, S.A.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- Arancibia, F. (24 de Agosto de 2013). *ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.com*. Recuperado el 2018 de Octubre de 2018, de *ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.com*:
<http://ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.com/2013/08/modos-de-vibracion-de-un-edificio.html>
- Beer, F. P., Johnston, Jr., E. R., Dewolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2013). *Mecánica de Materiales*. México: Mc Graw Hill Education.
- Carranza Solano, M. (Diciembre de 2014). Apuntes del curso de estructuras de concreto. Cartago.
- Carranza Solano, M. (Febrero de 2015). Apuntes del curso de estructuras de mampostería. Cartago.
- Chang Nieto, G., & Pérez Avendaño, D. (2015). *Guía de laboratorio de resistencia de materiales*. Santa Marta: Unimagdakena.
- Chaverri Coto, A. (2015). Apuntes del curso de estructuras de concreto. Cartago.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. México: Pearson Educación.
- Colegio Federado de Arquitectos e Ingenieros de Costa Rica. (2010). Capítulo 8: Requisitos para concreto estructural. En C. F. Rica, *Código Sísmico de Costa Rica* (págs. 8/1-8/18). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. Cartago: Litografía e Impenta LIL S.A.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica* (Cuarta ed.). Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Cubillo, R. (2015). *Comparación de las Propiedades Elásticas Dinámicas para Edificios Tipo Marco con Base Fija y Base Aislada: Caso Concreto Reforzado*. Cartago.
- Eurobau. (24 de Setiembre de 2018). *Eurobau*. Recuperado el 24 de Setiembre de 2018, de Eurobau:
<https://www.eurobau.co.cr/entrepisos-pretensados>
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural*. Juárez: Pearson Educación.
- Martinez, M. Á. (2011). *Diseño estructural de edificios altos tipo torre empleando concreto de alta resistencia*. Ciudad de México: Unam.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Ciudad de México: Alfaomega Grupo Editor.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Peralta, M. (2016). *Capacitación estructural: Teoría de Análisis Modal*. Cartago.
- Sepulveda, M. I. (11 de Septiembre de 2011). *Civilgeeks.com*. Recuperado el 22 de Octubre de 2018, de Civilgeeks.com:
<https://civilgeeks.com/2011/09/27/resistencia-vs-rigidez/>
- UNICON. (31 de Octubre de 2018). *www.unicon.com*. Obtenido de *www.unicon.com*.:
<http://www.unicon.com.pe/repositorioaps/0/0/jer/comlivia/files/FichaTecnicaConcretoLivianoUNICON.pdf>

